

SWISS TUNNEL CONGRESS 2015

Fachtagung für Untertagbau

10. + 11. Juni 2015 in Luzern



FGU Fachgruppe für Untertagbau
GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains
GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo
STS Swiss Tunnelling Society

Organizing Committee and Editors

Luzi R. Gruber, Dipl. Ing.	President Swiss Tunnelling Society
Stefan Maurhofer, Dipl. Ing.	Vice President Swiss Tunnelling Society, Swiss Tunnel Colloquium
Martin Bosshard, Dipl. Ing.	Past President Swiss Tunnelling Society
François Bertholet, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Colloquium
Heinz Ehrbar, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Gian Luca Lardi, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Matthias Neuenschwander, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Iris Otter/Viktor Gjorgjiev	Secretariat

Advisory Board

Miguel Fernández-Bollo Martínez	AETOS
Robert Galler, Prof. Dr.	ITA Austria
Roland Leucker, Dr.	STUVA/DAUB
Giuseppe Lunardi	SIG
Jean Philippe	AFTES

© 2015 FGU Fachgruppe für Untertagbau



FGU Fachgruppe für Untertagbau
GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains
GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo
STS Swiss Tunnelling Society

Herstellung/Konzeption: Marvin Klostermeier, Yvonne Lienemann, Bauverlag BV GmbH, Gütersloh/DE

Druckvorstufe: Mohn Media Mohndruck GmbH, Gütersloh/D

Druck: Merkur Druck GmbH & Co. KG, Detmold/DE

Auflage: 850 Exemplare

ISBN 978-3-033-05025-9

Swiss Tunnel Congress 2015 – Fachtagung für Untertagbau

Umschlagfoto: Tunnel Sigirino: AlpTransit Gotthard AG, Luzern (Photograph Nicola Demaldi)

Alle Rechte, auch die des auszugsweisen Nachdrucks, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe (Fotokopie, Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und das Übersetzen, sind vorbehalten.

Bergmeister, Konrad	Prof. Dr. Dr., Brenner Basistunnel BBT SE, Innsbruck/AT
Brühwiler, Eugen	Prof. Dr., ETH Lausanne (EPFL), Lausanne/CH
Cassani, Giovanna	Rocksoil S.p.A., Milano/IT
Ceriani, Marco	AlpTransit Gotthard AG, Luzern/CH
Charrin, Didier	Direction du Tramway et de la Mobilité Durable, Nice/FR
Erzinger, Oliver	ATW/Implenia Schweiz AG, Wallisellen/CH
Fernández, Enrique	Dragados S.A., Madrid/ES
Fernandez, Raoul	Bouygues Travaux Publics - Groupement THAUMASIA, Nice/FR
Ferrer, Humberto	Dragados Canada, Ottawa/CA
Florin, Christian	Rhätische Bahn AG, Chur/CH
Gabriel, Rolf	IUB Engineering AG, Bern/CH
Graf, Stefan	Tiefbauamt des Kantons Bern, Bern/CH
Gugelmann, Bruno	CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano/CH
Hürlimann, Roland	Dr., Baur Hürlimann Rechtsanwälte, Zürich/CH
Kobel, Roland	SBB AG, Zürich/CH
Kobler, Thomas	Amberg Engineering AG, Regensdorf/CH
Kocherhans, Richard	Bundesamt für Strassen ASTRA, Zofingen/CH
Künzle, Jürg	Marti Contractors Ltd., Moosseedorf/CH
Leger, Manfred	DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH, Stuttgart/DE
Mignon, Johan	Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Antwerpen/BE
Moser, Stefan	Dr., Basler & Hofmann AG, Zürich/CH
Ramoni, Marco	Dr., Basler & Hofmann AG, Zürich/CH
Röthlisberger, Jürg	Direktor des Bundesamtes für Strassen (ASTRA), Ittigen/CH
Sala, Alex	Amberg Engineering AG, Regensdorf/CH
Sanz, Alejandro	Dragados S.A., Madrid/ES
Schlumpf, Jürg	Sika Services AG, Zürich/CH
Simic, Davor	Prof., Universidad Politécnica de Madrid/ES
Springman, Sarah	Prof. Dr., Rektorin ETH Zürich/CH
Wellauer, Peter	Holcim (Schweiz) AG, Zürich/CH
Zimmer, Philippe	Walo Bertschinger SA Romandie, Eclépens/CH

6	Luzi R. Gruber	Vorwort • Preface
10	Springman, Sarah	ETH: „Exzellenz – Tunnel – Hochschule“ <i>ETH: "Exzellenz – Tunnel – Hochschule"</i>
12	Moser, Stefan Kobel, Roland Erzinger, Oliver	Durchmesserlinie Zürich – „Lessons learnt“ <i>Zurich Cross Rail – "Lessons learnt"</i>
28	Ceriani, Marco	AlpTransit Ceneri-Basistunnel – Gegenwärtiger Baufortschritt und Ausblick <i>The AlpTransit Ceneri Base Tunnel – Current Construction Status and Prospects</i>
40	Zimmer, Philippe	Tunnel Pinchat/CH – Vortrieb in Alluvium-Lockergestein <i>Pinchat Tunnel/CH – Tunnelling in unconsolidated Alluvium</i>
54	Graf, Stefan	Der A5 Westast – Herausforderung für Bauherr, Planer und Unternehmer <i>The A5 West Branch – A Challenge for Client, Designers and Contractors</i>
70	Röthlisberger, Jürg	A2 Belchentunnel, Sanierungstunnel – Erneuerungskonzept und Wahl der Vortriebsmethode <i>The A2 Belchen Tunnel, Rehabilitation Tunnel – Overhaul Concept and Selection of Tunnelling Method</i>
80	Gugelmann, Bruno Gabriel, Rolf	Erhaltungsprojekt A8 Interlaken-Ost–Brienz – Sicherheitsstollen Giessbach- und Chüebalmtunnel <i>A8 Interlaken-East–Brienz Maintenance Project – Giessbach and Chüebalm Tunnel Safety Tunnels</i>
98	Florin, Christian	Albulatunnel II – Neubau statt Sanierung, Problemstellungen für den Bauherrn <i>Albula Tunnel II – New Structure instead of Redevelopment, Problems affecting the Client</i>
112	Leger, Manfred	Der Fildertunnel im DB-Projekt Stuttgart–Ulm – Von der Spritzbetonbauweise zum maschinellen Vortrieb <i>The Filder Tunnel in the DB Project Stuttgart–Ulm – From the Shotcrete Method to mechanised Tunnelling</i>
120	Bergmeister, Konrad	Brenner Basistunnel – Lebenszyklusorientierte Planung und innovative Bautechnik <i>Brenner Base Tunnel – Life Cycle Design and innovative Construction Technology</i>
132	Cassani, Giovanna	Mailänder Metro, Linie 5 – U-Bahn-Arbeiten für die Weltausstellung EXPO 2015 <i>The Milan Metro, Line 5 – Underground Works for EXPO 2015</i>



- 144** Charrin, Didier
Fernandez, Raoul
Straßenbahn von Nizza – Linie 2 –
Herausforderungen beim Bau eines Tunnels im innerstädtischen Bereich
Nice Tramway – Line 2 – The Challenges of Building a Tunnel in a dense, urban Environment
- 160** Simic, Davor
Crossrail London – EPB-Vortrieb im lehmigen Londoner Untergrund
Crossrail London – Experience of EPB Tunnelling in London Clay
- 166** Mignon, Johan
Die Liefkenshoek-Eisenbahntunnel in Antwerpen –
Die längsten maschinellen Tunnelvortriebe in Belgien
The Liefkenshoek Rail Tunnel, Antwerp – The longest TBM Tunnel in Belgium
- 178** Ramoni, Marco
Ulriken Tunnel – Der erste TBM-Vortrieb für einen Bahntunnel in Norwegen
Ulriken Tunnel – The First TBM Drive for a Railway Tunnel in Norway
- 188** Sanz, Alejandro
Fernández, Enrique
Ferrer, Humberto
Ottawa Light Rail Transit – Bergmännische Tunnel schlagen offene Bauweise
Ottawa Light Rail Transit – Mined Tunnels beat Cut and Cover

Swiss Tunnel Colloquium 2015

Nutzungsdauer in Bezug auf Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit *Service Life in Relation to Serviceability and Durability*

- 198** Kocherhans, Richard
Nutzungsdauer von Tunnelbauwerken – Festlegung aus Sicht der Bauherrschaft
Service Life of Tunnels – Determinations seen from the Client's Perspective
- 210** Hürlimann, Roland
Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit – Juristische Aspekte
Warranty of Serviceability and Durability – Legal Issues
- 220** Brühwiler, Eugen
Ist Stahlbeton dauerhaft? –
Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Betonbauten
Is reinforced Concrete durable? – Measures to ensure the Durability of Concrete Structures
- 230** Kobler, Thomas
Sala, Alex
Einfluss der Nutzungsdauer auf die Projektierung – Grundlegende Aspekte der Planung
The Influence of Service-Life on Project Planning – Fundamental Planning Aspects
- 238** Künzle, Jürg
Qualitätsanforderungen aus vertraglicher Sicht – Über die Qualität von Baustoffen
Quality Requirements from a contractual Perspective – About the Quality of Construction Materials
- 246** Wellauer, Peter
Schlumpf, Jürg
Beton – Technische Möglichkeiten und praktische Machbarkeit
Concrete – Engineering Options and practical Feasibility





Quelle/credit: Luzi R. Gruber

Vorwort • Preface

Luzi R. Gruber

Präsident der
Fachgruppe für Untertagbau

President of the
Swiss Tunnelling Society

Der vorliegende vierzehnte Tagungsband des Swiss Tunnel Congress belegt eindrücklich, dass in der Schweiz auch nach den epochalen Alpendurchstichen weiterhin herausragende und anspruchsvolle Tunnelbauprojekte realisiert werden. Vom Mittwoch, 10. bis Freitag, 12. Juni 2015 findet der Swiss Tunnel Congress (STC) im Kultur- und Kongresszentrum Luzern statt, und zwar bereits zum zweiten Mal im grossen Konzertsaal, dem Prunkstück des KKL.

Der STC hat sich einen festen Platz im Kalender der Tunnelbauer gesichert. Als bedeutendste Plattform für Bauherren, Planer, Ingenieure, Lieferanten, Dienstleister und Unternehmer bietet er Gelegenheit, Neuigkeiten von ausserwählten Tunnelprojekten aus dem In- und Ausland aus erster Hand zu erfahren. Zudem bietet der STC eine hervorragende Gelegenheit, persönliche Kontakte zu knüpfen und zu vertiefen.

In konstruktiver Zusammenarbeit mit dem Advisory Board ist es uns gelungen, hochinteressante Vorträge und Themen zu einem spannenden Programm zusammenzustellen. Der STC beginnt am Mittwochnachmittag mit dem Swiss Tunnel Colloquium, welches dem Thema „Nutzungsdauer in Bezug auf Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit“ gewidmet ist. Ein Thema, das angesichts der 100-jährigen Nutzungsdauer des Jahrhundertbauwerkes Gotthard Basistunnel topaktuell ist und mir persönlich besonders am Herzen liegt.

Der Vormittag des eigentlichen Kongresstages ist dann den Schweizer Projekten vorbehalten. Das Einführungsrefe-

The proceedings for the fourteenth Swiss Tunnel Congress demonstrate clearly how outstanding and challenging tunnel projects are still being implemented in Switzerland since the completion of the epic tunnels through the Alps. The Swiss Tunnel Congress (STC) will take place in the Kultur- und Kongresszentrum Lucerne from Wednesday 10th until Friday 12th June 2015, for the second time in the large concert hall that is the pride of the KKL.

The STC has gained a secure place in the diary of tunnellers. As the most important platform for client organizations, designers, engineers, suppliers, service providers and contractors, the STC offers an opportunity to hear about innovations on selected tunnel projects in Switzerland and all over the world. The STC also offers an excellent occasion for making and deepening personal contacts.

In constructive collaboration with the Advisory Board, we have managed to collect highly interesting lectures and subjects into an exciting programme. The STC starts at midday Wednesday with the Swiss Tunnel Colloquium, which is devoted to the subject “Service life in relation to serviceability and durability”. A subject, which is highly topical considering the 100-year lifetime planned for the project of the century, the Gotthard Base Tunnel, and is close to my heart.

The morning of the actual congress day is then devoted to Swiss projects. The opening talk is given by Prof. Dr. Sarah

rat wird von Frau Prof. Dr. Sarah Springmann, seit 1.1.2015 Rektorin der ETH Zürich, gehalten. Der Titel heisst: ETH: „Exzellenz – Tunnel – Hochschule“. Wir dürfen gespannt sein.

Eine interessante Palette von laufenden Projekten zeigt, dass auch nach der NEAT eine Vielfalt von anspruchsvollen Projekten in Arbeit ist, auch wenn nicht verborgen bleibt, dass wir uns aktuell eher in einem Planermarkt befinden, denn in einem Ausführungsmarkt. Hier ist die Politik gefordert, welche gerade heute die Rahmenbedingungen für die rasche Realisierung von dringend benötigten Untertagbauten schaffen muss – die 3. Röhre am Gubrist lässt grüssen. „Der Einbezug der Bürger bei der Projektierung ist wichtig und richtig, zu einer Einsprache und Beschwerden-Demokratie mit jahrelanger Verzögerung darf das aber nicht verkommen“ – dies ein Zitat unserer Verkehrsministerin Doris Leuthard an der Infra Tagung vom 22. Januar 2015.

Der Nachmittag ist ausländischen Projekten gewidmet, dabei wird darauf geachtet, dass auch Projekte mit Beteiligung von Schweizer Firmen zum Zuge kommen. Der Freitag ist dann, ganz Tradition, den Baustellenbesichtigungen vorbehalten.

Zum guten Gelingen des Swiss Tunnel Congress tragen viele bei. Ich möchte mich vorab bei unserem Sekretariat, bei Iris Otter, für die hervorragende Betreuung bedanken. Weiter gilt mein Dank den Ressortleitern des Vorstandes, den Tagungsleitern, den Organisatoren mit ihren Helfern und den Baustellen.

Natürlich gebührt den Referenten, welche auch dieses Jahr ihre Beiträge – wenn zum Teil auch knapp, aber dennoch zeitgerecht – eingereicht haben, unsere Wertschätzung und unser Dank.

Ermöglicht wird der Swiss Tunnel Congress durch unsere Sponsoren, ohne deren grosszügige Unterstützung die Organisation eines solchen Grossanlasses in dieser Qualität nicht denkbar wäre.

Ich wünsche Ihnen einen interessanten Kongress, viele anregende Begegnungen, bleibende Eindrücke und eine spannende Lektüre.



Luzi R. Gruber, President

Springmann, rector of the ETH Zürich since 1/1/2015. The title is: ETH: “Exzellenz – Tunnel – Hochschule”. We can all look forward to this.

An interesting palette of current projects shows that a range of challenging projects is still underway even after the NRLA, even if it cannot be denied that we are currently in a designer’s market rather than a contractor’s market. This poses questions for politicians, who particularly today have to create the framework conditions for the rapid implementation of urgently needed underground works – the 3rd bore at Gubrist for example. “The involvement of the citizens in project development is important and right, but this should not develop into an objection and complaint democracy with years of delay” – a quote from our transport minister Doris Leuthard at the Infra Tagung on 22nd Januar 2015.

The afternoon is devoted to projects outside Switzerland, although many projects with the involvement of Swiss companies are included. The Friday is then, as is traditional, reserved for construction site visits.

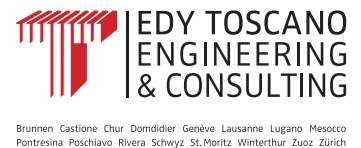
Many people contribute to the success of a Swiss Tunnel Congress. I would like to thank first our secretary Iris Otter for her superb support. I would also like to thank the responsible members of the executive committee STS, the congress chairpersons, the organizers with their assistants and the clients and construction sites.

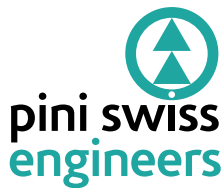
Naturally, our estimation and our thanks are due to the lecturers, who have handed in their papers – on time, even if at the last minute in some cases.

The Swiss Tunnel Congress is made possible by our sponsors, without whose great support the organisation of such a major event in this quality would not be conceivable.

I wish you an interesting visit to the congress, many stimulating discussions, long-lasting impressions and exciting reading.

Hauptsponsoren • Main Sponsors





Co-Sponsoren • Co-Sponsors

A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel
 ACO Passavant AG, Netstal
 Agir Aggregat AG, Affoltern am Albis
 Allianz Suisse Versicherungen, Wallisellen
 Anliker Holding AG, Emmenbrücke
 Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen BE
 Bekaert Maccaferri Underground Solutions, Aalst (BE)
 Brugg Contec AG, St.Gallen
 Doppelmayr/Garaventa-Gruppe, Rotkreuz
 Dörken AG, Arlesheim
 Elkuch Bator AG, Herzogenbuchsee
 Ernst Basler + Partner AG, Zürich
 Fanger Kran AG/Fanger Kies+Beton AG, Sachseln
 FiReP International AG, Rapperswil
 Helvetia Versicherungen Schweiz, Wallisellen

JAUSLIN STEBLER AG, Muttenz
 Jura-Cement-Fabriken AG, Wildegg
 Liebherr Baumaschinen AG, Reiden
 Locher Ingenieure AG, Zürich
 Mapei Suisse SA, Sorens
 Mauerhofer & Zuber SA, Le Mont-sur Lausanne
 MEVA Schalungs-Systeme AG, Seon
 Øglænd System AS Norge, Kleppe (NO)
 Rascor International AG, Steinmaur
 RK safetec GmbH, Bregenz (AT)
 Rodio Geotechnik AG, Urdorf
 Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Aarau
 Saint-Gobain Weber AG, Baden-Dättwil
 SEMA, Nanterre (FR)
 Solexperts AG, Mönchaltorf



Prof. Dr. Sarah Springman
Rektorin ETH Zürich

ETH zürich

Eidgenössische Technische Hochschule
Zürich/Schweiz

Swiss Federal Institute of Technology
Zurich/Switzerland

ETH: „Exzellenz – Tunnel – Hochschule“

Switzerland and tunnelling are synonymous in the context of some of the best transportation networks worldwide. Mobility was, and still is, a firmly declared national priority. Daring tunnelling projects, often with durations of several decades, have been conceived from the middle of the 19th century onwards, to push back technical boundaries and open up new opportunities to link many communities and create a paradigm shift in terms of access across the country as a whole.

Die Schweiz verfügt über eines der besten Transportnetze weltweit. Und Tunnel spielen dabei eine extrem wichtige Rolle. Mobilität hat in der Schweiz nach wie vor nationale Priorität. Seit Mitte des 19. Jahrhunderts wurden zur Überwindung technischer Grenzen und zur Verbindung vieler Gemeinden kühne Tunnelbauprojekte realisiert, oft mit jahrzehntelangen Bauzeiten. Diese Projekte haben einen Paradigmenwandel für die flächendeckende Erreichbarkeit der Schweiz herbeigeführt.

ETH: «Exzellenz – Tunnel – Hochschule»

La Suisse dispose d'un des meilleurs réseaux de transports au monde et les tunnels y jouent un rôle extrêmement important. En Suisse, la mobilité garde toujours une priorité absolue au niveau national. Depuis le milieu du XIX^e siècle, les Suisses ont réalisé des projets d'ouvrages souterrains audacieux pour surmonter les frontières techniques et assurer la liaison entre de nombreuses communes, souvent avec des chantiers durant plusieurs décennies. Ces projets ont généré un changement de référence dans le concept de la Suisse sur l'accessibilité à tout le territoire.

ETH: “Exzellenz – Tunnel – Hochschule”

La Svizzera dispone di una delle reti di trasporto migliori del mondo. Le gallerie giocano in questo caso un ruolo estremamente importante. La mobilità in Svizzera ha da sempre una priorità nazionale. Dalla metà del 19^{esimo} secolo per superare i limiti tecnici e collegare tra loro vari comuni, sono stati realizzati arditi progetti di costruzioni di gallerie, spesso della durata di vari decenni. Questi progetti hanno causato un cambiamento nei paradigmi in termini di accesso in tutto il paese nel suo complesso.

Excellence in tunnelling has been built on the farsightedness of the co-founder of modern Switzerland, Alfred Escher, who was originally quoted: "...Switzerland is in danger of being completely bypassed by the railways to become Europe's back-water.....one key element is still missing for the fraternalization of the Swiss nation, as long as the Swiss Federal Institute is not founded" [1]. Subsequently, the Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zurich was established as the "Polytechnikum" in 1855 – a national educational institution to provide a thorough technical education with a practical orientation, grounded in rigorous mathematical theory, and with a view to the societal and political relevance. In the early days, engineers were educated broadly to be able to develop a nationwide railway network and associated forward-looking national infrastructure.

Students combined the necessary engineering sciences and opportunities to develop their practical experience through project work under the guidance of highly qualified professors, with their ability to think critically and to grow their engineering judgement, while within the confines of the Hochschule. They emerged from ETH to fulfill the demand for competent technical engineers during the various growth phases and the massive social changes throughout the 20th and early 21st century.

Early investment by industry in research, and the development of well-equipped laboratories led to the growth of an international reputation that attracted talent from all over the world. This is still true today, over a century later. Long-term stability of monetary federal investment has been an extremely important factor. Demands of recent 'Grand Projects' such as the Alp-Transit Tunnels, have stimulated cross-fertilisation between basic and applied research, which informs and assists practice and enlightens teaching in civil engineering.

Nowadays, ETH is part of a series of national technical educational institutions, which include the enviable symbiotic duality of the Swiss tertiary education system. The social, political and financial environments have evolved significantly during this time as well. Similarities between the Hochschule of today and tomorrow will remain in its commitment to excellence in teaching, research and technology transfer and to rounded development of the students. The continual changes and ongoing needs driven by globalisation, combined with ever-increasing complexity, lead to a requirement for profound knowledge in more than one discipline as well as expertise in interdisciplinary teamwork. The tremendous contribution of the Swiss tunnelling community over the years will provide a relevant backdrop to the themes discussed.

Literatur/References

- [1] Schweizerisches Bundesblatt; 22. November 1849, pp. 161–162

Die Exzellenz im Tunnelbau gründet sich auf die Weitsicht des Mitbegründers der modernen Schweiz, Alfred Escher, der damals erklärte: „... Der Schweiz droht die Gefahr, gänzlich umgangen zu werden und infolgedessen in der Zukunft das traurige Bild einer europäischen Einsiedelei darbieten zu müssen. Solange das Schweizer Bundesinstitut nicht gegründet ist, fehlt der Einigung der Schweizer Nation ein wichtiges Element.“[1]. In der Folge kommt es zur Gründung der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) in Zürich als „Polytechnikum“ im Jahre 1855, das als staatliche Bildungseinrichtung eine gründliche technische Ausbildung auf der Grundlage streng mathematischer Theorien unter Berücksichtigung gesellschaftlicher und politischer Relevanz bietet. In der Anfangszeit wurden die Ingenieure breit ausgebildet, um sie in die Lage zu versetzen, ein landesweites Eisenbahnnetz und eine langfristige, tragfähige nationale Infrastruktur zu entwickeln.

Die Studenten befassten sich mit den entsprechenden Ingenieurwissenschaften sowie mit Projektarbeit, in der sie unter Anleitung hoch qualifizierter Professoren praktische Erfahrung sammelten. Gleichzeitig wurden im Rahmen der Hochschule ihr kritisches Denken und ihre technische Urteilsfähigkeit geschult. So konnte die ETH den durch das wirtschaftliche Wachstum und die massiven sozialen Veränderungen im 20. und im frühen 21. Jahrhundert entstandenen Bedarf an kompetenten Ingenieuren decken.

Frühe Investitionen der Industrie in die Forschung und das Entstehen gut ausgestatteter Labors verschafften der Schweiz einen internationalen Ruf, der qualifizierte Kräfte aus aller Welt anlockte. Dies gilt auch heute noch, mehr als ein Jahrhundert später. Hierbei war die langfristig gesicherte Finanzierung durch den Bund ein entscheidender Faktor. Die hohen Anforderungen neuerer Großprojekte (Stichwort Alpenquerungstunnel) haben die gegenseitige Befruchtung zwischen Grundlagenforschung und angewandter Forschung gefördert, von der Praxis und Lehre gleichermaßen profitieren.

Die ETH reiht sich heute ein in einen Verbund nationaler technischer Bildungseinrichtungen, die sich durch die vorbildliche symbiotische Dualität des Schweizer Hochschulsystems auszeichnen. Auch das gesellschaftliche, politische und finanzielle Umfeld hat sich in dieser Zeit stark gewandelt. Auch künftig wird die Hochschule ihr Augenmerk auf exzellente Lehre, Forschung und Technologietransfer legen und auf eine umfassende Ausbildung ihrer Studenten achten. Der kontinuierliche Wandel, die Anforderungen der Globalisierung und die ständig steigende Komplexität erfordern solide Kenntnisse in mehreren Disziplinen und die Fähigkeit zur interdisziplinären Zusammenarbeit. Die zahlreichen Beiträge der Schweizer Tunnelbauer im Laufe der Jahre bieten einen geeigneten Hintergrund für die behandelten Themen.

Stefan Moser, Dr. sc. techn., Dipl. Bau-Ing. ETH, Basler & Hofmann AG, Zürich/CH

Roland Kobel, Dipl. Bau-Ing. HTL/SIA, SBB AG, Zürich/CH

Oliver Erzinger, Dipl. Bau-Ing. ETH, ATW/Implenia Schweiz AG, Wallisellen/CH

Durchmesserlinie Zürich

„Lessons learnt“

Der Bau des Weinbergtunnels und die bergmännischen Unterquerung des Südtrakts des Hauptbahnhofs Zürich war eine Herausforderung, nicht nur infolge beengter Platzverhältnisse für die Logistik sondern auch aufgrund des erheblichen Schadenpotentials bei Nichtbeherrschen der massgebenden Gefährdungsbilder. Schlüssel zur erfolgreichen Projektabwicklung waren das aktiv gelebte Ereignismanagement und das Nutzen der Chancen durch Projektoptimierungen, sog. Value Engineering.

Zurich Cross Rail

“Lessons learnt”

The construction of the Weinberg Tunnel including the section under the South Wing of Zurich main station (Zürich Hauptbahnhof) was a challenge, not only due to the restricted space available for logistics but also due to the considerable damage potential if the significant risk scenarios were not mastered. The key to successful implementation of the project was the actively practiced management of incidents and the exploitation of opportunities to optimize the project as value engineering.

1 Das Projekt in Kürze

Die Durchmesserlinie gliedert sich in vier Abschnitte mit komplett unterschiedlicher Charakteristik. Im Abschnitt 1 dominieren die Brückenbauwerke, im Abschnitt 2 sind die Passage Sihlquai, der Stadttunnel, der Fluss Sihl und der Südwesttrakt zu unterqueren; der Abschnitt 3 verbindet mit dem Weinbergtunnel den Bahnhof Löwenstrasse mit der Einbindung der Doppelspurtrasse in den Bahnhof Oerlikon (Abschnitt 4).

Nachfolgend wird auf den Abschnitt 3 eingegangen, welcher sich in zwei Lose und 14 Objekte gliedert. Die drei Objekte Materialtransporte (Südtrakt, Weinbergtunnel, Flucht- und Rettungsstollen) werden zusammengefasst betrachtet. Für elf Objekte werden die jeweiligen Herausforderungen und die angewendeten Baumethoden beschrieben. Die Projektänderungen werden begründet und die Lehren aus den Phasen Projektierung, Ausschreibung und Realisierung gezogen.

2 Übergeordnete Überlegungen – Logistik

Die Zwangspunkte aus der Linienführung (horizontal und vertikal) und die Abhängigkeit zu den Nachbarabschnitten 2 und 4 haben die logistischen Angriffspunkte definiert:

- Schacht und Installationsplatz Brunnenhof,
- Notausgang und Installationsplatz Bahnhof Oerlikon,
- Installationsplatz Südtrakt,
- Notausgang Seilergraben.

1 Brief Description of the Project

The Zurich Cross Rail (Durchmesserlinie) in Zurich is split into four sections with entirely different characteristics. Section 1 is dominated by bridge structures; in Section 2 the passage Sihlquai, the city tunnel, the river Sihl and the station's Southwest wing had to be undercrossed. In Section 3 the Weinbergtunnel links the Bahnhof Löwenstrasse with the station Oerlikon, Section 4.

The present article concentrates on Section 3, which is split into two contract lots and 14 structures. The three lots for material transport (South Wing, Weinberg Tunnel, escape and rescue tunnel) are considered together. The challenges and construction methods are described for eleven structures. The reasons for project variations are explained and lessons are learnt from the design, tendering and construction phases.

2 Overall Considerations – Logistics

The constraints resulting from the alignment (horizontal and vertical) and the dependencies to the adjacent Sections 2 and 4 defined the logistics locations:

- Shaft and installation area at Brunnenhof,
- Emergency exit and installation area at Oerlikon station,
- Installation area at the South Wing,
- Emergency exit in the Seilergraben.

Ligne diamétrale de Zurich

Les enseignements tirés

La construction du tunnel de Weinberg, avec le passage souterrain sous l'aile sud de la gare, était un vrai défi, non seulement en raison de l'étrécissement de l'espace disponible pour la logistique, mais aussi du fait des dommages potentiels considérables en cas de non-maîtrise des scénarios de risques. La clé du succès dans le déroulement du projet a été une gestion active et concrète des aléas ainsi que l'exploitation des opportunités grâce à des optimisations du projet, dites « analyse de la valeur » (value engineering).

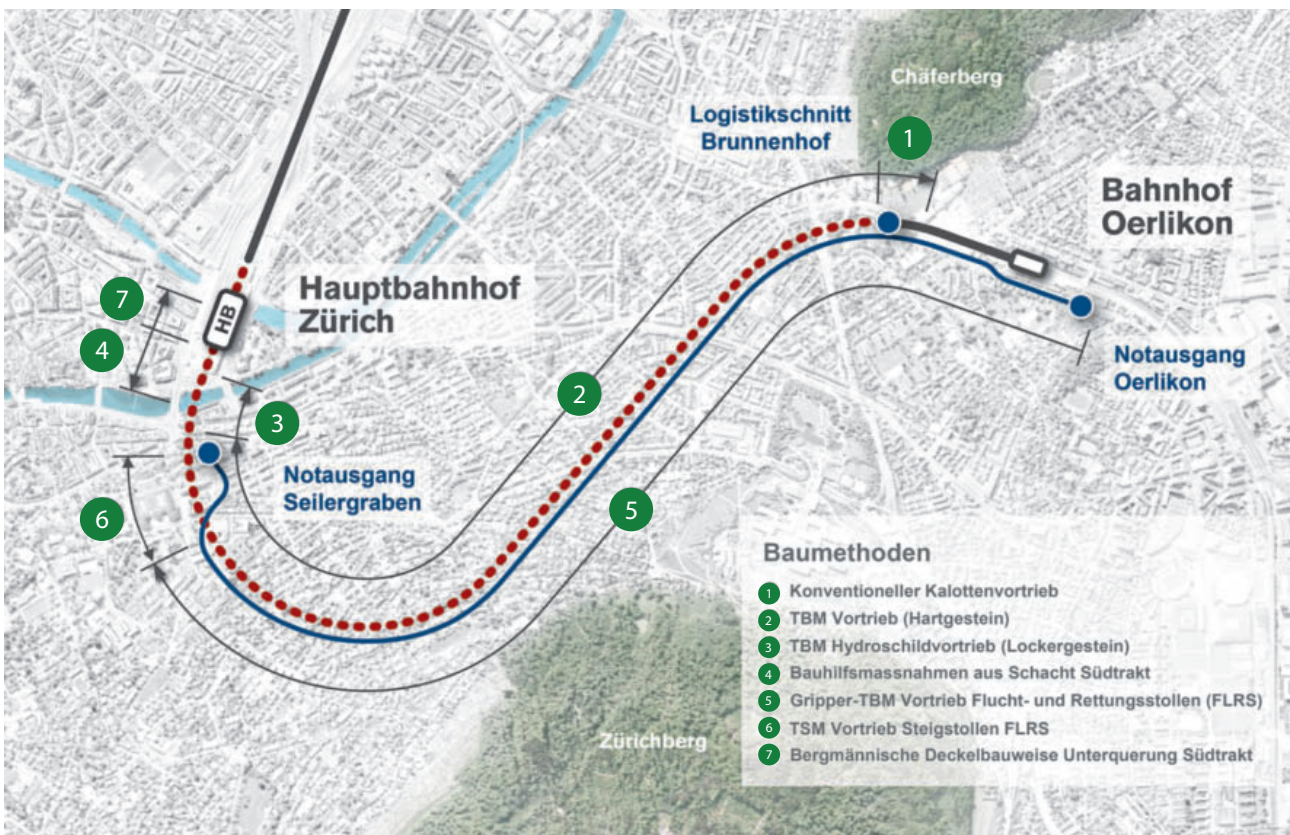
Linea diametrale di Zurigo

L'esperienza insegna

La costruzione della galleria del Weinberg con sottoattraversamento della tratta meridionale con metodo di scavo tradizionale è stata una sfida, non solo a causa degli spazi ristretti per la logistica, ma anche a causa del rilevante potenziale di danneggiamento dovuto a non essere in grado di dominare le determinanti situazioni di pericolo. La chiave per una completa realizzazione del progetto è stato quello di vivere attivamente la gestione degli eventi e di fare uso delle possibilità offerte dall'ottimizzazione del progetto, la cosiddetta value engineering.

Ziel der Losgliederung war, die am besten geeigneten Konsortien beauftragen zu können, da die Anforderungen an eine bergmännische Unterquerung historischer Bauten eine ganz andere Kompetenz erfordert als Vortriebe mit Tunnelbohrmaschinen. Die Lose konnten aber nicht entkoppelt werden, da aus dem Schacht Südtrakt einerseits der Südtrakt unterquert wird (Los 3.1) und andererseits der Durchstich des Weinberg-tunnels in den Schacht Südtrakt erfolgen muss (Los 3.2).

The objective of the division into lots was to be able to award the contracts to the best qualified consortia, since the requirements for mined tunnelling under historic buildings demand quite different competences to mechanized tunnelling. The lots could not be uncoupled since the passage below the South Wing had to start from the South Wing shaft (Lot 3.1) and on the other hand the Weinberg Tunnel also had to be broken through into the South Wing shaft (Lot 3.2).



1 Durchmesserlinie Abschnitt 3 im Überblick

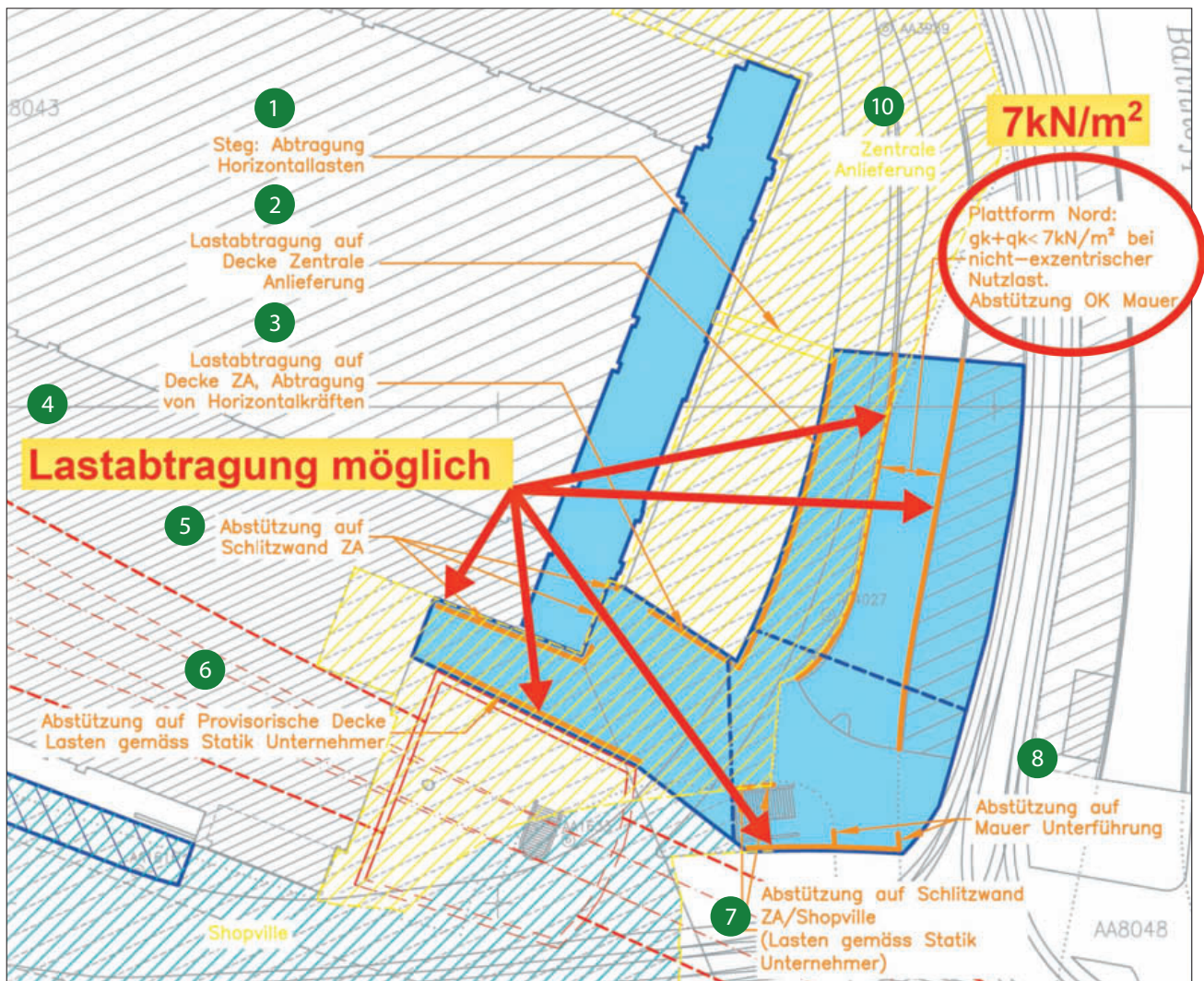
Zurich Cross Rail Section 3 Overview; Zurich main station, Seilergraben emergency exit, Brunnenhof emergency exit, Oerlikon station, Oerlikon emergency exit; Construction methods: 1 Conventional top heading advance, 2 TBM drive (rock), 3 TBM hydroschild drive (soft ground), 4 Auxiliary construction measures from the South Wing shaft, 5 Gripper TBM driving of escape and rescue tunnel (FLRS), 6 Roadheader excavation of rising escape and rescue tunnel, 7 Mined top-down construction of passage below South Wing

Ein Durchschlag im Grundwasser und unter Verkehrsträgern mit geringer Überdeckung stellt ein gewisses technisches Risiko dar. Aus vertraglichen Gründen (Termine, Kosten) ist es zudem von Vorteil, wenn die Bauhilfsmassnahmen im Zusammenhang mit Lockergesteinsstrecke und Durchschlag von dem Unternehmer ausgeführt werden, welcher den Tunnel vortreibt (Los 3.2). Diese Überlegungen haben dazu geführt, den Schacht Südtrakt zu unterteilen und den Losen gestaffelt zur Erstellung und Nutzung zuzuweisen. Die Problematik in diesem Vorgehen ist, dass der Unternehmer Los 3.1 die Logistik- und Installationsflächen für den Unternehmer Los 3.2 zu erstellen hat, da unter den beengten Platzverhältnissen sich nicht zwei Unternehmer gleichzeitig einrichten können.

Eine grosse Schwierigkeit stellte der bebaute Untergrund im Schachtbereich dar: So mussten vorgängig umfangreiche Werkleitungsumlegungsarbeiten ausgeführt und die Zentrale

A breakthrough below the groundwater table and under traffic carriers with little cover represents a certain technical risk. For contract reasons (deadlines, cost), it is also advantageous that the precautionary construction measures for the soft ground section and the breakthrough are carried out by the contractor that drives the tunnel (Lot 3.2). These considerations led to the South Wing shaft being divided and the lots assigned in stages to construction and use. The problem with this procedure is that the contractor for Lot 3.1 has to provide the logistics and installation areas for the contractor of Lot 3.2, since two contractors cannot set up their operations at the same time due to the restricted space available.

The effect of former building activity on the subsoil at the shaft site represented a great difficulty: extensive utility diversion works had to be carried out in advance, and the delivery centre of the Zurich main station as well as parts of the



2 Installationskonzept Ausschreibung

Installation concept as tendered; 1 Walkway: transfer of horizontal loads, 2 Load transfer onto slab of central delivery, 3 Load transfer onto slab of central delivery, transfer of horizontal forces, 4 Load transfer possible, 5 Support on diaphragm wall of central delivery, 6 Support on temporary slab, loads according to contractor's structural calculations, 7 Support on diaphragm wall of central delivery/Shopville (loads according to contractor's structural calculations), 8 Support on wall of underpass, 9 North platform: $g_k + q_k < 7 \text{ kN/m}^2$ with non-axial working load. Support on top of wall, 10 Central delivery

Anlieferung des Hauptbahnhofs Zürich sowie Teile des Shopvilles unter Betrieb abgebrochen werden. Aufgrund der angrenzenden Tramhaltestellen und der Unterführungen Bahnhofquai waren ausserdem die Möglichkeiten, Lasten in den Untergrund abzutragen, stark eingeschränkt. (siehe Bild 2)

Die oben dargelegten Abhängigkeiten haben dazu geführt, dass Angebote mit Loskombination, unter Gewährung von Synergierabatt, abgegeben wurden. Den Zuschlag für beide Lose erhielt die ARGE Tunnel Weinberg (ATW). Bei der Ausführung hat sich gezeigt, dass die Komplexität in der Angebotsphase unterschätzt wurde bzw. nicht vollständig erkannt werden konnte. Die Abstimmung mit den Eigentümern der bestehenden Bauten war sehr zeitintensiv und verursachte einen grossen Rückstand auf das Bauprogramm. Geänderte Anforderungen seitens der Stadt Zürich führten dazu, dass weder das ausgeschriebene noch das angebotene Installationskonzept realisiert werden konnte. Aufgrund der Komplexität – und um den Unternehmern den notwendigen Spielraum zu geben – wurde als Rückfallebene eine zusätzliche Logistikplattform in der Limmat aufgelegt, auf welche zurückgegriffen werden konnte (Bild 3, 4).

Lesson learnt:

Ohne Auflage der Limmatplattform wäre die Installation nur reduziert möglich gewesen und die Vertragstermine hätten nicht gehalten werden können. Bei solchen einschränkenden Randbedingungen sollte a) der Projektverfasser die Baustelleninstallationen, abweichend zu SIA 118, projektieren (Phase Bauprojekt und Ausschreibung) oder b) vom Unternehmer mit dem Angebot das Ausführungsprojekt für die Logistikinstallationen einfordern. Diese vertiefte Bearbeitung wäre in beiden Fällen zu vergüten und müsste auch in die Angebotsbewertung einfließen (zu erfüllendes Minimalkriterium).

3 Los 3.1 – Unterquerung Südtrakt

3.1 Objekt 3.101 – Schacht Südtrakt

Für die Erstellung des Schachtes musste der Verkehr in mehreren Phasen verlegt und eine Hilfsbrücke über ca. 40 % des späteren Schachtgrundrisses erstellt werden. Der Arbeitsraum unter der Hilfsbrücke war ausreichend um mit leistungsfähigen Geräten Schlitzwände zu erstellen. Nach dem Abbruch der bestehenden Bauten und deren lokalen Unterfangung konnte der ca. 22 x 22 m grosse und 24 m tiefe Schacht erstellt werden. Aufgrund der engen Platzverhältnisse waren Spriesse nicht möglich. Die Anker mussten gegen drückendes Grundwasser gebohrt werden, was teilweise zu grossem Wasserzutritt von 20 l/s führte und das Einbringen der Litzenanker erheblich erschwerte. Aufgrund der stark abfallenden Felslinie war die notwendige Einbindung der Schlitzwände schwer kontrollierbar.

Unter dem Südtrakt musste an bestehende Schlitzwände angeschlossen werden, welche nicht in die Molasse eingebunden waren. Die grosse Herausforderung war, die Lücke unter den bestehenden Schlitzwänden zu schliessen. Im Schotter



3 *Installationen Südtrakt*
Installations at South Wing



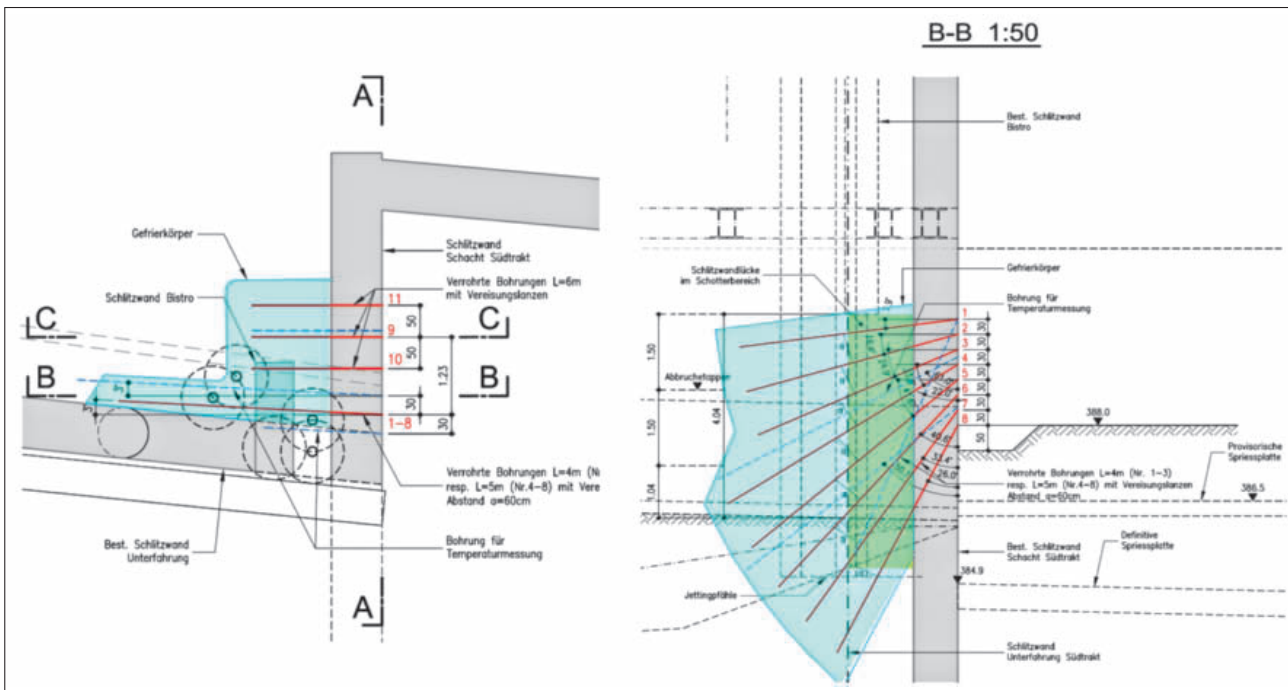
4 *Installationsplattform Limmat*
Installation platform in the Limmat

Shopville had to be demolished under continuous operation. Due to the adjacent tram stop and the Bahnhof Quay underpass, the opportunities of transferring loads into the subsoil were very limited (Fig. 2).

The dependencies described above led to bids for combinations of lots being entered, offering synergy rebates. Both lots were awarded to the consortium ARGE Tunnel Weinberg (ATW). During the construction period, it turned out that the complexity had been underestimated during the tendering phase, or had not been fully recognised. Discussions with the owners of existing buildings were very time-consuming and caused a serious delay to the construction schedule. Changed requirements from the City of Zurich meant that neither the tendered nor the bid alternative installation concept could be implemented. Due to the complexity – and in order to offer the contractor the necessary margin – an additional logistics platform was provided in the River Limmat as a backup solution (Figs. 3, 4).

Lesson learnt:

Without the provision of the Limmat platform, only a reduced installation would have been possible, and the contract deadlines could not have been maintained. With such restrictive constraints, the procedure should be in deviation from Swiss standard SIA 118:



5 Konzept Lückenschluss Schlitzwand im Gefrierverfahren
 Concept for closing diaphragm wall gaps by ground freezing

war das Jettingverfahren erfolgreich, nicht aber in den tiefer liegenden Seeablagerungen. Um nicht das Risiko eines hydraulischen Grundbruchs einzugehen wurde die Lücke im Stickstoff-Gefrierverfahren geschlossen, da die Seeablagerungen als nicht injizierbar beurteilt wurden (Bild 5, 6).

Lesson learnt:

Der Abbruch der Zentralen Anlieferung und Shopville war so komplex, dass im Durchschnitt die Aushubleistung im Schacht pro Tag bei nur 1 cm lag. Eine Beschleunigung war nicht möglich, da nur unter Tag zweischichtig gearbeitet werden durfte und eine Einhausung nicht realisierbar war. Rückblickend hätte der Abbruch in grösseren Etappen erfolgen sollen, mit einhergehender temporärer Sperrung von Zirkulationsflächen.

Unvorhergesehenes und Erschwernisse sind laufend mittels Bauzeitnachträgen zu regeln und die geänderten vertraglichen Fristen und Termine zu vereinbaren.

Bezüglich des akzeptierten Restrisikos müssen die Sicherheitspläne laufend auf die massgebenden Gefährdungsbilder, Auslöser und Versagensmechanismen überprüft werden. Zusatz- und Sondermassnahmen sind präventiv zu bestellen (Terminsicherheit, Freiheit des Handelns).

3.2 Objekt 3.102 – Südtrakt

Unter dem Südtrakt wurde der Doppelspurtunnel zur Peronhalle des Bahnhofs Löwenstrasse von 14 m auf eine Breite von 30 m bei einer lichten Höhe von 8,5 m aufgeweitet (Querschnitt 120–250 m²). Die Unterquerung des Südtraktes erfolgte in bergmännischer Deckelbauweise (Bild 7). Aus zwei mit doppeltem Rohrschirm, abgetreppter Ortsbrust

- a) the project designer should design the site installations (design and tendering phases) in deviation from Swiss standard SIA 118, or
- b) request the design for construction of the logistics installation from the contractor with the bid.

This more detailed processing would have to be paid in both cases and would also be included in the assessment of bids (minimum criterion to be fulfilled).

3 Lot 3.1 – Tunnel Section under South Wing
3.1 Structure 3.101 – South Wing Shaft

For the construction of the shaft, traffic had to be diverted in several phases and a temporary bridge installed over about 40 % of the later shaft floor plan. The working space under the temporary bridges was sufficient to construct diaphragm walls with powerful machinery. After the demolition of the existing buildings and local underpinning, it was possible to construct the 22 x 22 m and 24 m deep shaft. Propping was not possible due to the restricted space. The anchors had to be drilled against water under pressure, which sometimes led to large water ingress of 20 l/s and considerably hindered the installation of the strand anchors. Due to the steeply dipping rock line, the necessary embedment of the diaphragm walls was difficult to control.

Under the South Wing, the works had to join to existing diaphragm walls, which were not embedded into the molasse. The great challenge was to close the gap under the existing diaphragm wall. In the gravel, the jet grouting process proved successful, but not in the underlying lake deposits. In

und Brustankern gesicherten Längsstollen wurden Schlitzwände als seitliche Baugrubenabschlüsse erstellt. Zwischen den Längsstollen wurden 29 Querstollen mit Spiessschirmen erstellt und als vorgespannte 3,8 m hohe Träger mit SCC Beton ausbetoniert. Die Geometrie der Stollen wurde auf das zum Einsatz gelangende Inventar ausgelegt. Die Abdichtung erfolgte einlagig, in Sektoren unterteilt und trockenheit hinterlegbar mit FPO-Folie. Die Unternehmervariante – Schlitzwandscheiben anstelle von Mikropfählen im Übergang zum Abschnitt 2 – brachte während der Ausführung eine Beschleunigung mit substanziellem Kostenvorteil.

Die Herausforderung bestand einerseits in der Kranlogistik und den äusserst engen Platzverhältnissen im Schacht Südtrakt, andererseits in der Anwendung der Sondermassnahmen zur Schliessung erkannter Schlitzwandlücken. Um das akzeptierte Restrisiko weiter zu senken, wurden in der Ausführung im Bereich bekannter Schlitzwandlücken unmittelbar nach dem etapierten Aushub Spiessplatten eingebaut. Die Setzungen stellten sich im erwarteten Rahmen ein.

Lesson learnt:

Rohrschirme und grosse Lasten erfordern Detailuntersuchungen, denn auch die Gewinde der gekoppelten Rohrschüsse müssen den geforderten Widerstand bringen. Es empfiehlt sich, entsprechende Versuche und Nachweise explizit auszuschreiben und als Meilensteine zu definieren.

Das Training der Mannschaft und das Vorhalten von Material und Inventar zum Schliessen von freigelegten Schlitzwandlücken an einem Modell 1:1 unter effektivem Wasserdruck hat sich sehr bewährt. Das Vorspannen der Horizontalsperrung und die Vorbelastung der Schlitzwände vor dem Aushub durch hydraulische Pressen waren entscheidend, um die zulässigen Setzungen einhalten zu können. (Die hauptsächlichen Setzungen ergaben sich aus den Stollenvortrieben.)

Es ist vorgängig zu klären, wem welche Reserve im Bauprogramm gehört (Unternehmer, Bauherr). Die Vertragstermine sind entsprechend zu gestalten. Bei Projektänderungen müssen alle Beteiligten partizipieren können; der Verteilschlüssel zwischen Bauherr, Unternehmer und Planer sollte daher vorgängig vertraglich vereinbart werden.

Die etablierte Sicherheitsorganisation mit Sicherheitsausschuss, Ereignismanagement und Pikett-/Alarmorganisation hat sich bestens bewährt.

3.3 Objekt 3.103 – Passage Bahnhofstrasse

Mit der Abfangdecke der Aufweitung von zwei auf vier Gleise unter dem Südtrakt musste die Passage Bahnhofstrasse unterquert werden. Für die Erstellung der Schlitzwände aus den Längsstollen und der Abfangdecke musste die Passage einschliesslich der angrenzenden Kommerzflächen, abgebrochen werden. Die Arbeiten erfolgten in der Nacht; tagsüber wurden die Passanten mit Hilfsbrücken über die Baustellenbereiche geführt. Des Weiteren musste der Boden mittels Injek-

order to avoid the risk of hydraulic heave, the gap was filled by nitrogen ground freezing, since the lake deposits were not assessed as being suitable for grouting (Figs. 5, 6).

Lesson learnt:

The demolition of the delivery centre and Shopville was so complex, that the average excavation performance in the shaft was only 1 cm per day. No acceleration was possible since two shifts could only be worked underground and housing was not practical. With hindsight, the demolition should have been carried out in larger stages with temporary closure of circulation areas. Unforeseen events and difficulties are to be continuously regulated, with agreement of construction time variations, changed contract periods and deadlines. Regarding the accepted residual risk, the safety plans have to be checked continuously for the decisive hazard scenarios, triggers and failure mechanisms. Additional and special measures are to be ordered as a precaution (schedule security, freedom of action).

3.2 Structure 3.102 – South Wing

Under the South Wing, the twin-track tunnel to the platform hall of the station Löwenstrasse was widened from 14 m to a width of 30 m with a height of 8.5 m (cross-section 120-250 m²). The crossing under the South Wing was constructed by mining, working top-down (Fig. 7). First, two side headings were constructed with double-layer pipe screen, stepped face and face anchors as additional support measures. Working from these, diaphragm walls were constructed to support the sides of the excavation. 29 transverse headings with spile canopies were then driven between the side headings and concreted with SCC concrete as prestressed beams 3.8 m high. The geometry of the headings was planned to suit the machinery to be used. The waterproofing was a single layer, divided into sectors and capable of being backed on the dry side with flexible polyolefin foil. The alternative proposal from the contractor – diaphragm wall panels instead of micropiles at the transition to Section 2 – resulted in an acceleration of construction with a substantial cost saving.



6 *Schockgefrieren mit Flüssigstickstoff und Unterfangung mit Spitzbeton*
Shock freezing with liquid nitrogen and underpinning with shotcrete

tionen verbessert werden (welche ebenfalls die Abdichtung durchdringen), um die Lasten abzufangen und seitlich der Stollen abzuleiten. Neben der Koordination und Kommunikation stand vor allem die Abdichtung im Fokus: Die bestehende PBD-Abdichtung wurde an den Übergängen alt-neu sorgfältig freigelegt und wieder instand gestellt. Aufgrund der schwierigen geometrischen Verhältnisse erfolgte die Freilegung im Wechsel von oben oder von unten. Aufgrund des abgesenkten Grundwasserspiegels konnten während des Rohbaus keine Wassereintritte oder Undichtigkeiten festgestellt werden.

Lesson learnt:

Nach abgeschlossenem Ausbau und Inbetriebnahme von Passage und Verkaufsflächen lassen sich Undichtigkeiten kaum mehr feststellen. Die Frage, ob auftretende Feuchtigkeit und Nässe einen Mangel darstellen oder nicht, kann dann nicht mehr eindeutig beantwortet werden. Rückblickend müsste a priori davon ausgegangen werden, dass unter solchen Randbedingungen eine Abdichtung nicht dicht sein kann und daher in kritischen Bereichen eine aufwendige Leckwasserdrainage vorzusehen wäre.

4 Los 3.2 – Weinbergtunnel

4.1 Objekt 3.201 – Rohrschirm

Das Denken in Gefährdungsbildern hat für die Unterquerung der Limmat als worst case die Gefährdung „Ortsbrustinstabilität“ ergeben, welche sich zu einem Tagbruch auswei-

Challenges arose on the one hand with crane logistics in the extremely restricted space of the South Wing shaft, and on the other hand the application of special measures to close known gaps in the diaphragm walls. In order to further reduce the accepted residual risk, strutting panels were installed immediately after each stage of excavation at the location of known gaps in the diaphragm walls.

Lesson learnt:

Pipe umbrellas under heavy loads demand detailed investigation, since the threaded connections of the pipe sections also have to achieve the required resistance. It is advisable to explicitly specify the appropriate tests and verifications and define them as milestones.

Training of personnel and holding of material and machinery ready for the closing of exposed gaps in the diaphragm walls on a 1:1 model under effective water pressure proved very successful. Prestressing of the horizontal props and preloading of the diaphragm walls with hydraulic presses before the excavation were decisive measures in order to be able to maintain permissible settlements. The main settlements resulted from advancing the headings.

It should be clarified in advance which reserves in the construction schedule belong to whom (contractor, client). The contract deadlines are to be laid out correspondingly. In case of variations, all parties must be able to participate; the dis-



7 Bergmännische Deckelbauweise
Mined top-down construction

ten könnte. Neben der Regelmassnahme „Optimierung der Stützflüssigkeit“ wurde als Zusatz- und Bauhilfsmassnahme aus dem Schacht Südtrakt vorgängig ein ca. 135 m langer Grossrohrschirm GRS (sechs Stränge, Durchmesser 1,94 m, ein Strang für mögliche Interventionsmassnahmen, Durchmesser 3,30 m) erstellt. Aus diesen Strängen wurde der anstehende Boden mittels dreiphasigen Injektionen verfestigt und die Rohre anschliessend armiert und ausbetoniert. Die Schwierigkeit bestand darin, dass sowohl armierte Schlitzwände als auch Spundwände durchfahren werden mussten. Aufgrund der geringen Überlagerung und der vorhandenen Wegigkeiten im Bereich anthropogener Hindernisse war ein Einstieg unter Druckluft nahezu ausgeschlossen. Es bestand das Risiko, dass die Vortriebsrohre durch das Durchfahren der genannten Hindernisse hätten beschädigt werden können, was zu einem Wassereinbruch in den Schacht Südtrakt hätte führen können. Diesem Gefährdungsbild wurde wie folgt begegnet: 1) geschlossene Schottwand am Pressenstuhl während des Vortriebs und doppelte Rohrbremse (Bild 8), 2) Notwasserhaltung für Leckwasser 450 l/s mit Ableitung in die Kanalisation bzw. Limmat (Bild 9), Erstellung einer Abschottungswand zum Südtrakt (lokale Erhöhung der Schlitzwände) und 3) Vorspannung des Interventionsstranges mit integrierter Schottwand. Trotz umfangreicher Prospektion konnte der Übergang Seeablagerungen/kompakte Moräne nur ungenau prognostiziert werden. Der Grossrohrschirm musste daher um ca. 20 % verlängert werden, damit die Drucklufteinstiege zur Ortsbrustverzäpfung verantwortet werden konnten. Da die Fertigstellung des GRS auf dem kritischen Weg lag wurde der Vortrieb dreischichtig bestellt.

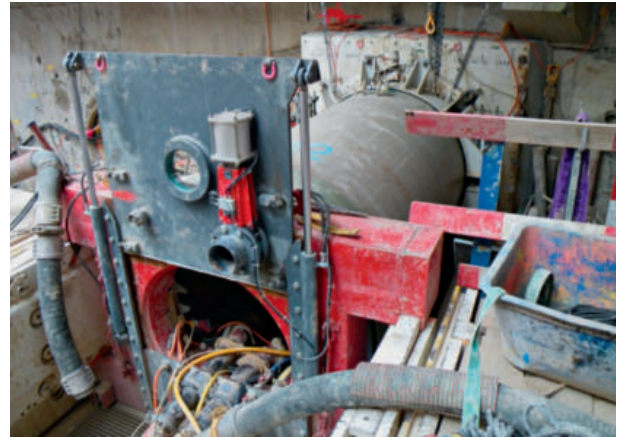
Lesson learnt:

Mit einem Mischbodenkopf und hartmetallbestückten Schälmessern lassen sich Schlitz- und Spundwände durchfahren.

Da die Stränge im Sacklochverfahren erstellt werden mussten, kommt der Ortsbrustverzäpfung eine zentrale Bedeutung zu. Es ist insbesondere darauf zu achten, dass die abdichtende Ringspaltinjektion des Extensionsschildes möglichst bohrkopfnah erfolgen kann, um die Stranglänge nicht unnötig zu verlängern.

Die Rohrvortriebe führen zu Setzungen, welche sich superponieren und in den Seeablagerungen kaum beeinflusst werden können. Die geforderte Vortriebsgenauigkeit (Lage der GRS) mit einer maximalen Abweichung von ± 5 cm konnte problemlos eingehalten werden.

Die situative Modifikation der Stützflüssigkeit hat sich nicht bewährt (zu träge, zu aufwendig), das Mix-Design wurde auf die ungünstigste Geologie ausgelegt und entsprechend abgerechnet. Neben der Sollbauzeit wurde zwischen Bauleitung und Unternehmung auch ein Standardvortriebszyklus definiert, als Grundlage für die Abrechnung von Stillständen und Erschwernissen, basierend auf den Vortriebsrapporten. Dieses Vorgehen hat sich bewährt.



8 Grossrohrschirm Abschottung
Large-scale pipe screen, bulkhead

tribution key between client, contractor and designer should thus be agreed in advance. The established organisation of safety with safety committee, incident management and emergency response team/ alarm organisation, proved very successful.

3.3 Structure 3.103 – Bahnhofstrasse Passage

The tunnel had to pass under the Bahnhofstrasse Passage with the support/underpinning slab of the widening from two to four tracks under the South Wing. In order to construct the diaphragm walls and the support/underpinning slab from the side headings, the Passage had to be demolished including the adjacent commercial space. The work was performed at night; during the daytime, passers-by were provided with temporary bridges over the construction areas. The ground also had to be improved by grouting (which also penetrated the waterproofing) and the loads had to be absorbed and transferred to the side of the tunnels. At old-new transitions, the existing polybutadiene waterproofing was carefully exposed and repaired. Due to the difficult geometrical conditions, it was exposed from the top or from the bottom as appropriate. Since the groundwater had been lowered, no water ingress or leaks were observed during the structural work.

Lesson learnt:

Since completion of the widening and reopening of the Passage and the shops, it is scarcely possible to detect or localise leaks. The question whether the emerging damp and wetness represents a defect or not cannot be unambiguously answered. With hindsight, it should have been assumed in advance that waterproofing cannot be leak-free under such conditions and an expensive drainage system should have been provided for leaking water in critical areas.

4 Lot 3.2 – Weinberg Tunnel

4.1 Structure 3.201 – Pipe Screen

The conception of hazard scenarios identified the worst case for the crossing under the River Limmat as “face instability”, which could enlarge into a collapse. In addition to the

4.2 Objekt 3.204 – Zielblock TBM

Um für das Einfahren der TBM in den Schacht Südtrakt günstige Voraussetzungen zu schaffen, wurde die Schlitzwand bogenförmig und unarmiert ausgebildet. Dies erforderte hinter der Schlitzwand die Erstellung eines Injektionskörpers, um den Erddruck zu reduzieren und die bestehenden Hindernisse einzubetten. Da sich aufgrund der Sollbauzeit der Durchstich auf das Jahresende 2010 abzeichnete, stellte sich die Frage, ob alle Projektbeteiligten für den Durchlaufbetrieb (7 x 24 h) auf Stand-by gesetzt werden sollten oder ob unter gewissen Umständen der Vortrieb über längere Zeit in sicherem Zustand stillstehen könnte. Es galt insbesondere, den Vortrieb in der Annäherung möglichst nur minimal zu verzögern und einen sicheren Zustand zu schaffen, wenn der Bohrkopf in die Schlitzwand eingefahren ist. Diese Randbedingungen führten zu folgende Projektänderung: 1) Minimierung der Zielblockinjektionen, da diese sehr zeitintensiv sind und auf dem kritischen Weg lagen, 2) Erstellung einer Vorsatzwand im Schacht, welche die Krümmung der Bogenschlitzwand ausgleicht und in welche mit dem Schild eingefahren werden konnte, 3) Einlage von Injektionsrohren zwischen Bogenschlitzwand und Vorsatzwand damit der Ringspalt ausinjiziert und der Schild dicht festgesetzt werden konnte, 4) Abspriessung der Vorsatzwand durch den



9 Notwasserhaltung Schacht Südtrakt
Emergency dewatering South Wing shaft

standard measure “optimisation of the support slurry”, pre-support was installed from the South Wing shaft in the form of a large-scale pipe umbrella about 135 m long, with six jacked pipes of diameter 1.94 m and one of diameter 3.30 m for intervention measures. Working from these pipes, the undisturbed ground was consolidated by three-phase grouting and the pipes were then reinforced and concreted. The difficulty was that both reinforced diaphragm walls and sheet pile walls had to be driven through. Due to the shallow overburden and the presence of potential water conduits around man-made obstructions, compressed air interventions were almost ruled out. A risk was identified that a jacked pipe could have been damaged by impact with such obstructions, which could have led to water inflow through the pipe into the South Wing shaft. This hazard scenario was countered as follows: 1) closed bulkhead at the jacking frame during pipe jacking and two pipe brakes (Fig. 8), 2) emergency dewatering for 450 l/s of leaking water with drainage into the drains or the Limmat (Fig. 9), provision of a bulkhead to the South Wing (localised raising of the diaphragm walls) and prestressing of the intervention pipe with integrated bulkhead. Despite extensive investigation, the transition of the lake deposits to compact moraine could only be forecast with some uncertainty. The large-scale pipe umbrella therefore had to be extended by about 20 % in order to allow for compressed air intervention for face dowelling. Since the completion of the large-scale pipe screen lay on the critical path, the pipe jacking was ordered in three shifts.

Lesson learnt:

It is possible to bore through diaphragm walls and sheet piles with a mixed-face head and carbide-tipped scrapers.

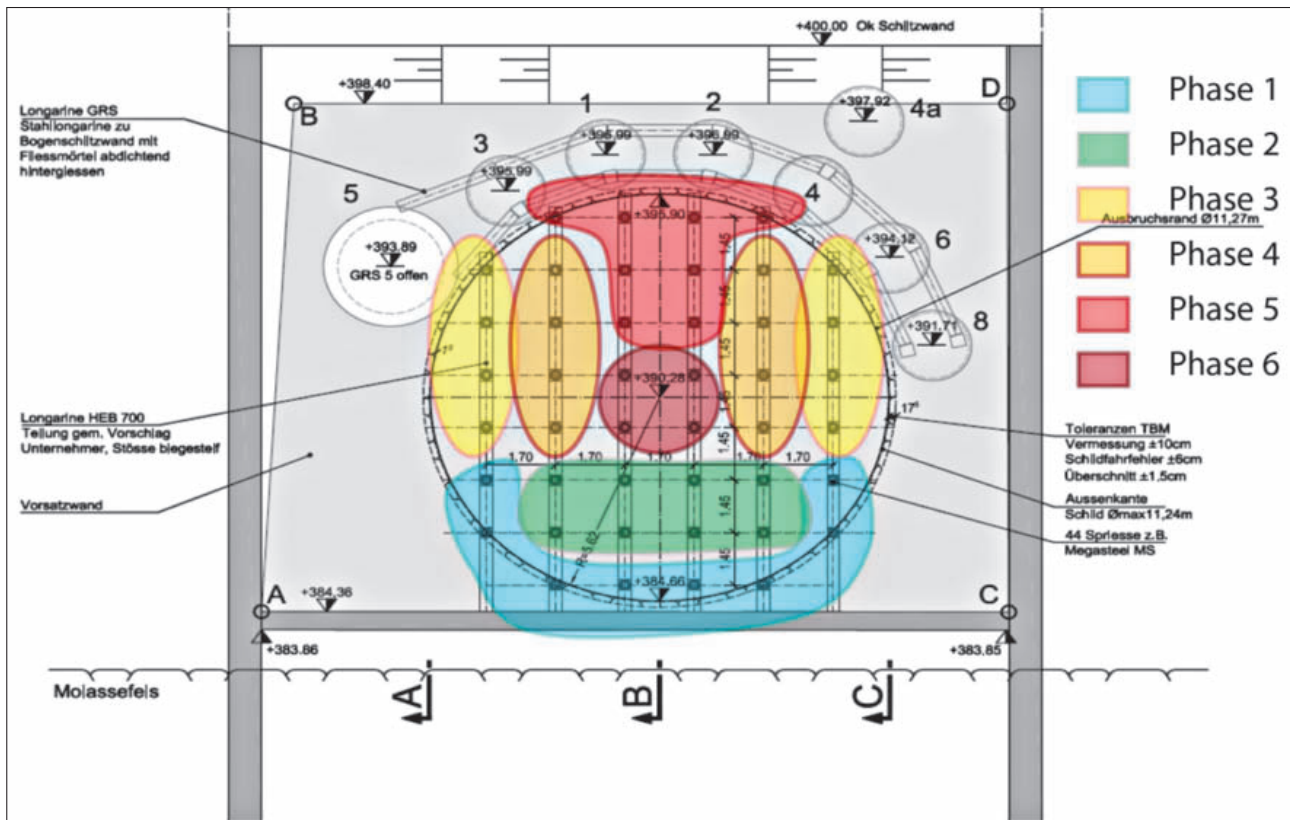
Since the pipes had to be installed in a dead end process, dowelling of the face is of central importance. Particular attention has to be paid to the waterproofing grouting of the annular gap of the extension shield being carried out as near to the cutting wheel as possible in order not to unnecessarily extend the pipe length.

In the lake deposits, pipe jacking leads to settlements, which superimpose and can scarcely be influenced. The required precision (location of the large-scale pipe screen) with a maximum deviation of ± 5 cm could be maintained without problems.

Modification of the support slurry according to the situation did not prove successful (too inert, too time-consuming); the mix design was configured for the least favourable geology and correspondingly treated. In addition to the agreed construction time, client and contractor also defined a standard advance cycle as a basis for the invoicing of stoppages and obstructions based on the pipe jacking reports.

4.2 Structure 3.204 – Target Block for TBM

In order to create favourable conditions for the arrival of the TBM at the South Wing shaft, the diaphragm wall was



10 Vorsatzwand, Vorspannung der Spriessie
Facing wall, prestressing of the props

Schacht (Bild 11), damit während der Annäherung die Vortriebsleistung nur unwesentlich reduziert werden musste (Beschleunigung = Verkürzung Bauzeit).

Lesson learnt:

Injektionen sind zeitaufwendig und kostenintensiv und eignen sich in Seeablagerungen nur bedingt, um einen homogenen, dichten Injektionskörper zu erstellen. Die bestellte Projektänderung „Vorsatzwand“ wurde als Chance genutzt und hat neben der Bauzeitbeschleunigung auch zu Minderkosten geführt.

In die Vorsatzwand eingefahren, konnte die Dichtigkeit der Ringspalteinjektion kontrolliert und der Durchstich trocken gefahren werden.

Die phasenweise Vorspannung der Spriessie (je 900 KN) mit Drucküberwachung ermöglichte die Annäherung mit 33 MN Vorschubkraft (Bild 10).

4.3 Objekt 3.205 – Schacht Brunnenhof/Logistik

Die Ausführungsprojektierung des 41 m tiefen Angriffs- und Logistikschachtes wurde dem Unternehmer übertragen und pauschalisiert. Damit konnte sichergestellt werden, dass die logistischen Anforderungen ohne Projektänderung erfüllt waren. Aus dem Schacht wurde ein Verbindungstunnel mit Kaverne und Startröhre für das unterirdische Anfahren der TBM konventionell vorgetrieben. Nach Rohbauende und Ein-

installed with an arch shape and not reinforced. This required the formation of a grouted body behind the diaphragm wall in order to reduce earth pressure and embed existing obstructions. Since the construction schedule indicated a breakthrough at the end of 2010, the question arose whether all involved in the continuous working (7 x 24 h) on the project should be put on stand-by, or whether under certain circumstances the tunnel advance could be safely stopped for a longer time. It was held particularly important to delay the approach as little as possible and create a safe condition when the cutting wheel was driven into the diaphragm wall. These constraints led to the following project variation: 1) minimisation of target block grouting since this is very time-intensive and lies on the critical path, 2) construction of a front wall in the shaft to fill the arch in the diaphragm wall and into which the shield machine could be driven, 3) concreting-in of grouting pipes between the arched diaphragm wall and the front wall in order that the annular gap could be injected and the shield fixed and sealed, 4) propping of the front wall from the shaft (Fig. 11) so that the advance rate would only have to be reduced slightly on approach (acceleration = reduction of construction time).

Lesson learnt:

Grouting is time-consuming and expensive and is only to a limited extent suitable in the lake deposits for the creation of a homogeneous, watertight grouted body. The “front wall” project variation was used as an opportunity



11 Injektionseinlagen und Spriessung für Annäherung TBM
Grouting zones and propping for TBM approach

bau der Bahntechnik wurde der Verbindungsstollen geschlossen und der Schacht verfüllt. Gegenüber dem Grundstückseigentümer herrschte Uneinigkeit über den Wortlaut „der ursprüngliche Zustand ist wieder herzustellen“. Vorgesehen war die lageweise Verdichtung mit ME 30 MN/m² mit Nachkonsolidation in den kommenden Jahren. Die Grundstückseigentümerin beabsichtigt aber das Areal inklusive Schacht neu zu überbauen. Über zwei Jahre zogen sich die Diskussionen hin, und schlussendlich musste der Schacht mit ME 80 MN/m² aufgefüllt werden. Mit dem auf dem Installationsplatz zwischengelagerten Aushubmaterial vom Südtrakt konnte dieser Wert aber nicht garantiert werden, weshalb eine Zementstabilisierung notwendig wurde. Diese aufgezwungene Projektänderung führte zu substantiellen Mehrkosten und zu einer Bauzeiterstreckung von drei Monaten.

Lesson learnt:

Vereinbarungen sind nach zehn Jahren und mit neuen Köpfen am Tisch plötzlich doch nicht mehr so klar. Es ist daher entscheidend einen geforderten Zustand vorausschauend im Detail zu beschreiben und vertraglich zu definieren.

4.4 Objekt 3.206 – TBM Lockergesteinsstrecke

Das geologische Längenprofil zeigt, dass Infrastrukturbauten mit geringer Überdeckung und unterschiedlicher Auflast zu unterfahren waren. Seeablagerungen und Schotter mit Hindernissen aus früherer Bautätigkeit wie Spund- und Schlitzwände mussten durchfahren werden. Anker sowie Blöcke im Übergang Moräne/Seeablagerungen waren nicht auszuschliessen (Bild 12). Neben der umfangreichen Grundlagenbeschaffung wurden in der Limmat und im Uferbereich vor der Phase „Ausschreibung“ ein Dutzend Sondierbohrungen abgeteuft und Piezometer installiert. Die Komplexität der Randbedingungen am Bahnhofquai erforderte eine detaillierte Risikoanalyse. Kernelement dabei war die konsequente Erarbeitung eines Sicherheitsplanes. Ausgehend von Fakten dient er drei Zielen:

- dem methodischen Erkennen möglicher unerwünschter Ereignisse,

and led to reduced costs in addition to the acceleration of construction time.

With the TBM driven into the front wall, the sealing of the annular gap grouting could be checked and the machine could then break through in dry conditions.

Phased prestressing of the props (each 900 KN) with pressure monitoring enabled the approach with a thrust force of 33 MN (Fig. 10).

4.3 Structure 3.205 – Brunnenhof Shaft/Logistics

Design for construction of the 41 m deep launching and logistics shaft was assigned to the contractor as a lump sum. In this way, it could be ensured that the logistics requirements could be fulfilled without a contract variation. Working from the shaft, a connecting tunnel with cavern and tunnel section for the underground launching of the TBM was driven by conventional tunnelling methods. After the completion of structural work and the installation of railway equipment, the connection tunnel was closed and the shaft was filled. There was disagreement with the property owner about the wording “the original condition is to be restored”. The intention was to compact the fill in layers to ME 30 MN/m² with reconsolidation in subsequent years. The owner of the plot, however, intended to build on the area including the shaft. The discussion continued for more than two years, and finally the shaft was backfilled to ME 80 MN/2. This value could, however, not be achieved with the stored material that had been excavated from the South Wing, so cement stabilisation was necessary. This forced project variation led to substantial extra cost and a construction delay of three months.

Lesson learnt:

Agreements are suddenly not as clear after ten years and with new faces at the table. It is therefore decisive to describe a specified condition in detail in advance and define it in a contract.

4.4 Structure 3.206 – TBM Soft Ground Section

The geological longitudinal profile shows that infrastructure had to be driven under with little cover and varying surcharge. Lake deposits and gravels with obstructions from former construction activity such as sheet piling and diaphragm walls had to be bored through. Anchors and blocks at the transition moraine/lake deposits could also not be ruled out (Fig. 12). In addition to extensive collection of information, a dozen boreholes were drilled in the Limmat and on its banks during the tendering phase and piezometers were installed. The complexity of the local conditions at the Bahnhof Quay required a detailed risk analysis, and the key element was the thorough production of a safety plan. Starting from the known facts, this has three objectives:

- methodical identification of possible undesired events,
- description of the triggers and mechanisms of these events and
- specification of countermeasures.

sig war. Da in diesem Bereich in der Firste Spundwände angefahren wurden, wurden folgende Massnahmen getroffen:

- Zusätzliche Injektionen aus den GRS-Strängen Nr. 1, 2 und 4,
- Vorhalten eines Pontons zum Aufbringen von Auflast auf der Limmatsohle,
- Vorhalten von Bentonit-Tauchern zum Bergen von Spundwandteilen und notfalls Werkzeugwechsel.

Aufgrund der Hindernisprognose musste damit gerechnet werden, unter dem Bahnhofquai den Bohrkopf ertüchtigen zu müssen. Aus den GRS Nr. 8 und Nr. 5 wurden daher, analog der Gewölbeinjektionen zwischen den GRS, vertikale Kurzinjektionsbohrungen erstellt und der Boden unter dem GRS verbessert, sodass die Stützflüssigkeit bis zur Schneidradmitte hätte abgesenkt werden können.

Lesson learnt:

Nach der präventiven Werkzeugkontrolle vor Ausfahrt aus der Moräne waren keine Einstiege und Unterhaltsarbeiten geplant, obwohl zumindest eine Teilabsenkung möglich gewesen wäre. Die Unsicherheit bestand darin, die Seeablagerungen stützen zu können (d. h. ob sich aufgrund des geringen k-Werts ein Filterkuchen aufbauen lässt). Ein Kontrolleinstieg hat diese Einschätzung bestätigt: Erstens waren die Luftverluste erheblich und zweitens konnte die Ortsbrust nur kurzzeitig gestützt werden. Auslöser waren u. a. anthropogene Hindernisse.

Der Grossrohrschirm als Bauhilfsmassnahme hätte einem Tagbruch entgegengewirkt, hat aber auch neue Gefährdungsbilder verursacht. So wurde u. a. der GRS Nr. 5 abgeschottet, damit bei einer Beschädigung durch den TBM-Vortrieb dieser nicht kollabiert und der Schacht Südtrakt geflutet worden wäre.

Vor und nach der Havarie GRS vom 29./30.04.2009 wurden wöchentlich die Vortriebsstände mit der Prognose der Vortriebsleistungen bis zum nächsten Meilenstein aktualisiert und der Einsatzstelle der Polizei als Grundlage für eine allfällige Intervention zugestellt. Zudem wurden regelmässig Ereignismanagement Sitzungen mit Dritten einberufen. Dieser Informationsaustausch hat sich sehr bewährt und war unter anderem auch ein Schlüssel zur erfolgreichen Bewältigung der Havarie und Freigabe des gesperrten Bahnhofquais für den Verkehr nach 21 Stunden.

4.5 Objekt 3.207 – TBM Felsstrecke

Der Tunnel wurde fallend mit einer Mixschildmaschine angefahren, welche unter dem Bahnhofquai auf Flüssigkeitsstützung umgerüstet wurde. Die Herausforderung bestand in der Unterquerung der Felsdepression Buchegg, einer mit Moräne verfüllten und grundwassergesättigten Rinne. Der Grundwasserspiegel wurde vorgängig abgesenkt und die Moräne mit einer Mächtigkeit von 1,5 m in der Firste im kontinuierlichen Vortrieb (7 AT/Wo, in zwei Schichten) durchfahren. Die Sonderbauhilfsmassnahmen (Rohrschirm, Injektionen) wurden bestellt, mussten aber nicht ausgelöst werden.

Due to the forecast obstructions, performance of repairs to the cutting wheel under the Bahnhof Quay had to be expected. For this reason, vertical grouting holes were drilled from pipes No. 8 and No. 5 (similarly to the arch grouting between the pipes) to improve the ground under the large-scale pipe umbrella, so that the support slurry could have been lowered to the centre of the cutting wheel.

Lesson learnt:

After a precautionary tool check before driving out of the moraine, no further interventions or maintenance work were planned, although at least partial lowering would have been possible. The remaining uncertainty was the ability to support the lake deposits (i.e. whether a filter cake could be formed considering the low k value). An intervention to check confirmed this: firstly, the air losses were considerable and secondly, the face could only be supported for a short time. The cause of this was among other things a lost tip of an old timber pile.

The large-scale pipe umbrella installed as an precautionary construction measure would have countered a cave-in, but also caused new hazard scenarios. So for example pipe No. 5 was fitted with a bulkhead so that it would not collapse and flood the South Wing shaft if damaged by the advance of the TBM.

After the incident affecting the large-scale pipe screen on 29–30/04/2009, the state of the advance was updated weekly with the forecast advance rates until the next milestone and handed in to the police station as basis for any intervention. In addition, regular incident management meetings with third parties were held. This exchange of information proved very successful and was also the key to the successful mastering of the incident and the reopening of the closed Bahnhof Quay for traffic after 21 hours.

4.5 Structure 3.207 – TBM Rock Section

The tunnel was bored downhill with a Mixshield machine, which was converted to slurry support under the Bahnhof Quay. The challenge was to bore through the rock depression at Buchegg, a channel filled with moraine and saturated with groundwater. The groundwater was lowered in advance and the moraine with a thickness of 1.5 m in the crown was bored through in continuous operation (seven days a week, in two shifts). Special precautionary measures (pipe screen, grouting), were ordered but did not have to be carried out.

Due to the construction delay of five months resulting from the sinking of the South Wing shaft and the necessary extension of the large-scale pipe screen by 15 % for geological reasons, the start of the soft ground tunnel section was now on the critical path. Due to the risk-based requirement that all jacking of the large-scale pipe canopy should be completed before the hydroshield drive started out of the moraine, there was a stoppage of three months. The planned rebuilding location of the TBM was therefore, after intensive discussion in the safety committee, moved back by 30 m to under the Zähringerstrasse; nonetheless, settlement of 10 mm occurred (Fig. 14).

Aufgrund der Bauzeitverzögerung von fünf Monaten aus der Abteufung Schacht Südtrakt und der geologisch bedingten Verlängerung des GRS um 15 % kam der Start Lockergesteinsvortrieb auf den kritischen Weg. Durch die risikobasierte Forderung, dass alle Vortriebe der GRS abgeschlossen sein müssen bevor mit dem Hydroschildvortrieb aus der Moräne ausgefahren wird, resultierte ein Stillstand von drei Monaten. Der geplante Umbaupunkt der TBM wurde daher nach intensiven Diskussionen im Sicherheitsausschuss um 30 m unter die Zähringerstrasse verschoben; dennoch stellten sich Setzungen von max. 10 mm ein (Bild 14).

Lesson learnt:

Die Anpassung des Schichtbetriebs von zwei auf drei Schichten und oder von 5 auf 7 AT/Wo muss geplant werden und kann mit der vorhandenen Mannschaft nicht über längere Zeit aufrechterhalten werden. Die enge Zusammenarbeit zwischen Unternehmer, Bauleitung und Geologe war der Schlüssel zum Erfolg. Dabei stand immer die Sicherheit und technische Machbarkeit im Vordergrund; die vertraglichen Konsequenzen wurden umgehend bereinigt und vereinbart.

Dass im Sicherheitsausschuss nur Bauherr, Projektverfasser/ Bauleitung und ein unabhängiger Experte Einsitz nehmen, hat sich bewährt, denn es geht um Entscheide des akzeptierten Restrisikos. Die vertraglichen Konsequenzen ergeben sich.

4.6 Objekt 3.208 – Felsstrecke konventionell

Da der Tunnelvortrieb aus einer unterirdischen Startröhre begonnen werden musste, war in Gegenrichtung ein vorgängiger konventioneller Vortrieb notwendig. Dieser mündete nach 110 m mit dem bergmännischen Portal in einem 30 m tiefen Voreinschnitt. Gemäss übergeordnetem Bauprogramm wäre der Voreinschnitt bereits beim Durchstich erstellt gewesen. Aufgrund hydrogeologischer Schwierigkeiten im Abschnitt 4 wurde der Tunnel bis zur Abschnittsgrenze erstellt und die Baugrube erst später ausgehoben. Der Nachbarabschnitt erreichte daher am 23.06.2008 den Durchstich. Durch die Abteufung des Voreinschnitts auf Tunnelniveau ergaben sich erhebliche laterale Geländeverschiebungen von bis zu 10 cm in Richtung Baugrube. Dies hatte auch einen Einfluss auf den bereits ausgebrochenen Tunnel (seitliche Konvergenzen, Hebungen in der Firste, Ausbildung von zwei Gelenken im First- und Sohlbereich). Da die gesamten Logistikinstallationen (Bandspeicher, Übergabe Ausbruchmaterial, Bunker Kiessand und Betonzuschlagstoffe) in diesem Tunnelabschnitt vorgesehen waren, musste der Tunnel mit einem massiven Stahleinbau verstärkt werden, da er später mit Geräten nicht mehr zugänglich war.

Die gesamte Förderbandanlage für Ver- und Entsorgung führte bis in die Entlade- und Verladeanlage im Bahnhof Oerlikon durch den Nachbarabschnitt A4 und wurde an definierten Punkten in der Baugrubensicherung verankert. Diese Schnittstelle war in allen Projektphasen sehr arbeitsintensiv.



13 Durchstich am 22.11.2010
Breakthrough on 22/11/2010

Lesson learnt:

Reorganisation of shift working from two to three shafts and/or from five to seven working days a week has to be planned and cannot be maintained with the original crew over a longer period. Close collaboration between contractor, project management and the geologist was the key to success. Safety and technical feasibility were always the first priority; the contractual consequences were immediately clarified and agreed.

The presence of only the client, consultant/project manager and an independent expert on the safety committee proved successful since decisions are made about accepted residual risk and the contractual consequences are the result of this.

4.6 Structure 3.208 – Drill and Blast Rock Section

Since the tunnel drive had to be started from an underground starting tunnel, a conventional advance in the other direction was necessary first. This joined the mined portal in a 30 m starting cut after 110 m. According to the overall construction schedule, the starting cut had already been completed on breakthrough. Due to hydrogeological problems on Section 4, the tunnel was completed to the section boundary and the excavation pit was excavated later. The adjacent section thus achieved breakthrough on 23/06/2008. The sinking of the starting cut down to tunnel level resulted in considerable lateral ground movement of up to 10 cm into the excavation. This also had an effect on the already excavated tunnel (side convergences, heave in the crown, formation of two hinges in the crown and invert). Since it was planned to install all the logistics installations (belt cassette, muck transfer, broken sand and concrete aggregate bunkers) in this section of tunnel, the tunnel had to be strengthened with a massive steel installation since it would not be accessible for machinery later.

The entire conveyor belt system for supply and disposal ran to the loading and unloading plant at Oerlikon station through the adjacent construction section A4 and was an-

Lesson learnt:

Aufgrund der messtechnischen Überwachung konnten die Verformungen frühzeitig erkannt werden. Der „Schubladen-effekt“ wurde in dieser Ausprägung aber nicht erwartet, und es gab keine übergeordnete Koordination. Für solche Schnittstellen empfiehlt sich bauphaseorientiert ein Koordinator, welcher über die Konsistenz der Werkverträge, die Konsequenzen bei terminlichen Abweichungen und die technischen Schnittstellen wacht.

4.7 Objekt 3.210 – Flucht- und Rettungsstollen

Der Flucht- und Rettungsstollen wurde vom Bahnhof Oerlikon bis zum Tiefpunkt des Tunnels bei der Pumpstation in Querschlag 1 mit einer Gripper-TBM (Durchmesser 4,75 m) vorge-trieben. Die 72 m lange Startstrecke unter Verkehrsträgern und geringer Überdeckung von minimal 6 m, teilweise im Lockergestein, wurde konventionell ausgebrochen. Auf den ersten 200 m war die Geologie sehr schlecht, so dass Stahlleinbau mit Verzugsblechen und Anker notwendig waren. Die TBM wurde nach 4378 m unterirdisch teilweise demontiert und durch den erstellten Stollen nach Oerlikon zurückgezogen. Der 533 m lange Steigstollen (J = 10 %) mit den zwei Schleusen Oerlikon und Seilergaben wurde mittels TSM ausgebrochen (Ausbruch-querschnitt A = 23–75 m²). Der Tunnel ist in der Portalzone und im Bereich der Druckschleusen teilabgedichtet.

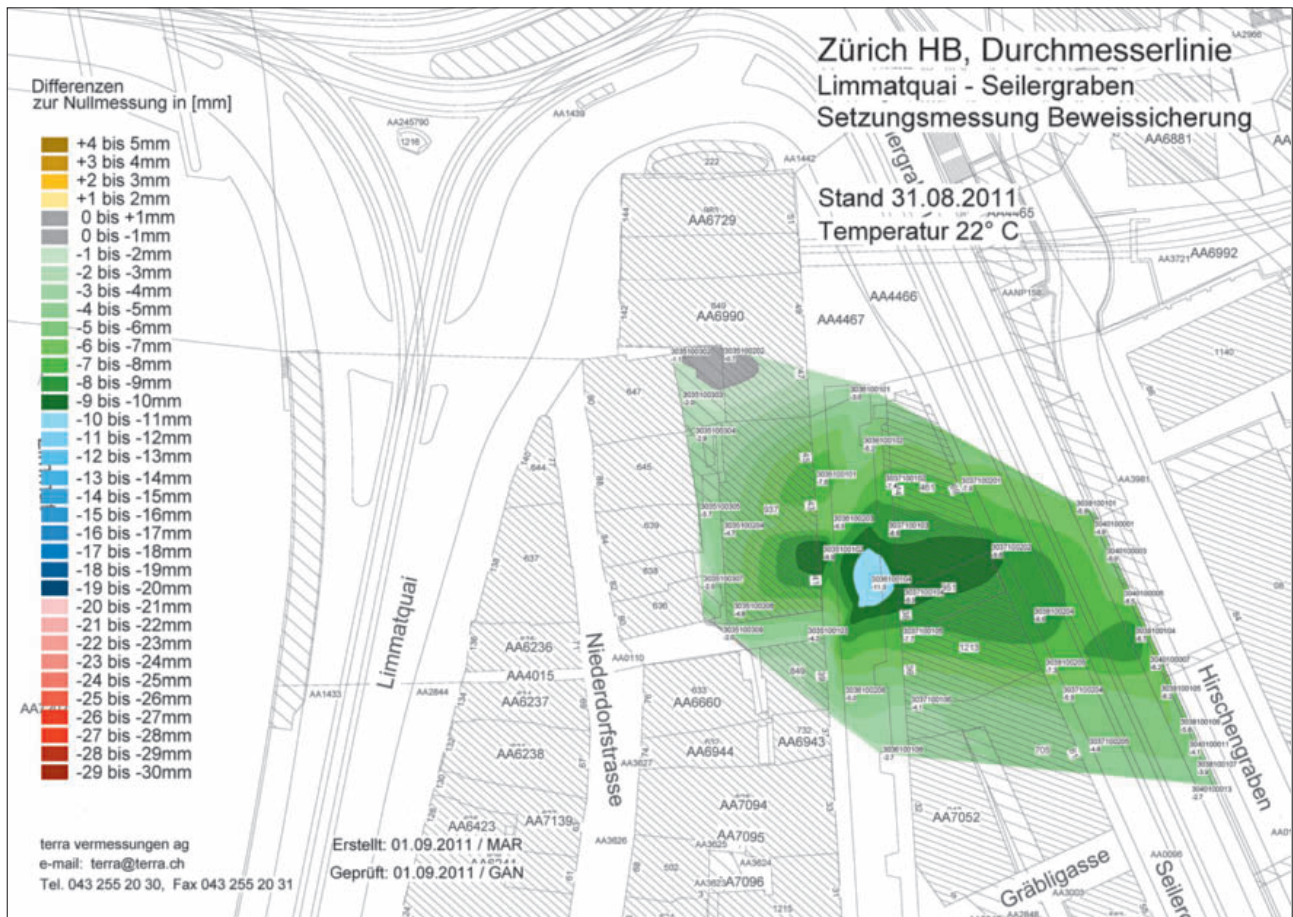
chored into the excavation support at defined points. This interface was very work-intensive in all phases of the project.

Lesson learnt:

Thanks to the monitoring instrumentation, the deformations could be detected early. A “drawer effect” was however not expected with this magnitude and there was no overall coordination. For such interfaces, the client would be recommended to appoint a coordinator to supervise the consequences of contracts, the consequences of technical deviations and the technical interfaces.

4.7 Structure 3.210 – Escape and Rescue Tunnel

The escape and rescue tunnel was driven from Oerlikon station to the deepest point of the pumping station in cross passage 1 with a gripper TBM (diameter 4.75 m). The 72 m long launching section under traffic carriers and with a shallow cover of min. 6 m, partially in soft ground, was excavated conventionally. For the first 200 m, the geology was very bad and steel installation with lagging boards and rock bolts were necessary. The TBM was partially dismantled underground after 4,378 m and pulled back through the completed tunnel to Oerlikon. The 533 m long rising tunnel (J = 10 %) with the two locks at Oerlikon and Seilergaben was driven by a road-header (excavated cross-section A = 23–75 m²). The tunnel is



14 Setzungsmulde Seilergraben nach 3 Monaten Stillstand TBM

Settlement trough in Seilergraben after 3-month stoppage of TBM; differences from original level [mm]

Lesson learnt:

Ausgeschrieben wurden vier Profiltypen. In der Ausführung wurden darauf aufbauend elf Sicherungsklassen definiert. Neben den Sicherungsmitteln wurden auch die vier ausgeschrieben Ausbruchsklassen zugewiesen und die Sollbauzeitformulare angepasst. Damit wurde eine eindeutige Grundlage für die Abrechnung geschaffen.

Die notwendigen Logistikknischen bei TSM-Vortrieb in kleinem Querschnitt sowie die Schrämmkopfgeometrie führen zu statisch ungünstigen Profilformen. Die Ausmassregelung und Abgrenzung der eingerechneten Leistungen sollte bereits mit den Fragen an den Unternehmer geklärt werden.

4.8 Objekt 3.211 – Notausgänge

Die Portale Seilergraben und Oerlikon des Flucht- und Rettungstollens (FLRS) wurden zu Notausgängen mit Zufahrt ausgebaut. Die Gestaltung nahm dabei einen grossen Stellenwert ein. Die Querschläge weisen einen Abstand von 470 m auf. Am Tiefpunkt vom Weinbergtunnel und dem parallel verlaufendem FLRS wurde eine Pumpstation erstellt. Obwohl der Fels beim Ausbruch grundsätzlich trocken war und nur Dichtigkeitsklasse 2 gefordert war, zeigen sich heute unschöne Feuchtstellen und Aussinterungen.

Lesson learnt:

Bei nicht abgedichteten, erdfühligem Bauwerken mit technischen Installationen empfiehlt sich generell eine nassseitige Trenn- und Drainageschicht sowie eine gezielte Ableitung.

Kabelzugschächte sollten entwässert werden, da diese bei aufsteigender Nässe zusintern können und das infiltrierte Bergwasser durch die Kabelschutzrohre abfließt. In zwei kritischen Bereichen mussten die Schächte nachträglich mit härtestabilisierenden Depotsteinen bestückt werden.

5 Fazit

Die Vertragspartner haben sich nichts geschenkt; die Diskussionen waren stets sachbezogen und die Verhandlungen hart aber fair. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass folgende Punkte im Zentrum der Zusammenarbeit standen:

- Die richtigen Fragen stellen, über den Vertrag hinaus denken!
- Wer ist Schuld oder wer löst für wen welche Probleme? Situativ, projektorientiert Lösungen suchen; Leistungsverchiebungen sind kein Tabu.
- Laufende Risikobeurteilung, Sicherheitspläne nachführen/ergänzen.
- Ereignismanagement aktiv leben (24 h) und Handlungsfreiheit sicherstellen (Zeit!), Verantwortung klarstellen.
- Chancen nutzen (Projektoptimierungen)!
- Faktenlage dokumentieren, Anträge stellen, entscheiden und nicht zögern!

partially waterproofed in the portal zone and at the pressure locks.

Lesson learnt:

Four profile types were tendered. In the construction phase, eleven support classes were defined based on these profiles. In addition to the support measures, the four tendered excavation classes were also assigned and the target construction time forms were adapted. This created an unambiguous basis for payment.

The necessary logistics niches on the roadheader drive with their small cross-section and the cutting head geometry of the roadheader lead to structurally unfavourable profile forms. The regulation of measurement and the limitation of the claimed performance should have already been clarified with the questions to the contractor.

4.8 Structure 3.211 – Emergency Exits

The portals of the escape and rescue tunnel (FLRS) at Seilergraben and Oerlikon were extended to provide emergency exits with access. The design was given great emphasis. The cross passages are spaced at 470 m. At the deepest point of the Weinberg Tunnel and the parallel escape and rescue tunnel, pumping stations were constructed. Although the rock was generally dry on excavation and only waterproofing class 2 was specified, there are now ugly damp patches and scaling.

Lesson learnt:

For structures in contact with the ground which are not provided with waterproofing, a wet-side separation and drainage layer with dedicated drainage are generally recommended.

Cable pulling channels should be drained since these could scale up with rising damp and the water that filters in could flow through the cable ducts. In two critical areas, the manholes had to be fitted later with scale inhibitor stones to stabilise hardness.

5 Conclusion

The contract partners did not give anything away: discussions were always relevant to the case and negotiations were hard but fair. In summary, it can be stated that the collaboration was focussed on the following points:

- Pose the right questions, think of more than just the contract!
- Who is at fault or who solves what problems for whom? Look for project-oriented solutions for each situation; delays to performance are no taboo.
- Continuous risk assessment, update/add to safety plans.
- Actively live incident management (24 h) and ensure freedom of action (time!), clarify responsibility.
- Exploit opportunities (project optimisation)!
- Document the facts, make applications, decide and do not hesitate!

Marco Ceriani, Dipl. Bau-Ing. FH, dipl. Wirt.-Ing. STV, Leiter Tunnel- und Trasseebau,
AlpTransit Gotthard AG, Luzern/CH

AlpTransit Ceneri-Basistunnel

Gegenwärtiger Baufortschritt und Ausblick

Die NEAT-Achse Gotthard umfasst neben dem Gotthard- den 15 km langen Ceneri-Basistunnel. Dessen beide Einspurröhren werden ergänzt durch Verzweigungsbauwerke, welche zusätzliche Verkehrsverbindungen ermöglichen. Der Bau ist weit fortgeschritten; parallel zu den Vortriebsarbeiten laufen bereits die Innenausbauten, damit trotz schwieriger geologischer Verhältnisse das ambitionöse Terminprogramm eingehalten werden kann.

The AlpTransit Ceneri Base Tunnel

Current Construction Status and Prospects

The NRLA Gotthard Axis consists, in addition to the Gotthard Base Tunnel, of the 15 km long Ceneri Base Tunnel, the two single-track bores of which are to be augmented by bifurcation structures which will permit additional traffic links. Construction is well advanced; lining installation is already proceeding in parallel to tunnel-heading work, in order that the ambitious time-schedule can be met, despite the difficult geological conditions.

1 Projektbeschreibung

Mit der ersten Flachbahn durch die Alpen schafft die NEAT neue Perspektiven für den Bahnverkehr. Die Güter können effizient und umweltfreundlich auf der Schiene transportiert werden; die Reisezeiten im Personenverkehr verkürzen sich massiv. Die NEAT-Achse am Gotthard umfasst als Kernbauwerke zwei Basistunnel, den 57 km langen Gotthard- sowie den 15 km langen Ceneri-Eisenbahntunnel. Der Gotthard-Basistunnel wird 2016 eröffnet. Beim Ceneri-Basistunnel ist der Ausbruch weit fortgeschritten und bereits der Innenausbau in Arbeit. Die beiden Einspurröhren werden ergänzt durch vier grosse Verzweigungsbauwerke, welche zusätzliche Verkehrsverbindungen erlauben und zukünftig zu erstellende Anschlussbauwerke ohne grössere Betriebseinschränkungen ermöglichen.

Der Ceneri-Basistunnel (CBT) durchquert den Ceneri von Vigana bei Bellinzona bis nach Vezia nahe Lugano auf einer Länge von 15,4 km. Kurz hinter dem Nordportal liegen die unterirdischen Verzweigungskavernen Vigana. Sie ermöglichen in einem späteren Ausbauschnitt die Querung der Magadino-Ebene (2. Phase NEAT, Fortsetzung Richtung Norden). Die Linie in Richtung Locarno erlaubt direkte Verbindungen von und nach Lugano. Sie wird die Reisezeit von heute 55 Minuten auf 22 Minuten reduzieren.

Die Verzweigungskavernen Sarè, etwa 2 km nördlich des Südportals gelegen, sind so konzipiert, dass der Bau einer künftigen Verlängerung der NEAT-Achse Gotthard nach Süden unter Bahnbetrieb möglich ist.

1 Description of the Project

By creating the first virtually level rail route through the Alps, the NRLA opens up exciting new perspectives for rail transport. Freight can then be transported efficiently and with low environmental impact by rail; passenger travelling times will be drastically shortened. The core engineering works comprising the NRLA axis at the Gotthard consist of two base tunnels, the 57 km long Gotthard and the 15 km long Ceneri rail tunnels. The Gotthard Base Tunnel is to open to traffic in 2016, while excavation work on the Ceneri Base Tunnel is now well advanced, and work on installation of the tunnel lining is already proceeding. The two single-track bores are augmented by four large bifurcation structures, which will permit additional route links and the construction of connecting structures in the future without serious disruptions to operation.

The Ceneri Base Tunnel (CBT) passes under the Ceneri from Vigana, near Bellinzona, to Vezia, near Lugano, for a distance of 15.4 km. The Vigana underground bifurcation caverns are located shortly behind the north tunnel portal. In a later expansion stage, these will permit transit of the Magadino Plain (2nd NRLA Phase, Northern Extension). The line toward Locarno permits direct connections to and from Lugano, and will reduce travelling time from the present 55 to just 22 minutes.

The Sarè bifurcation caverns, situated some 2 km to the north of the south portal, are designed to permit the con-

AlpTransit Ceneri – Tunnel di base

Attuale progresso delle costruzioni e prospettive

L'asse NEAT del Gottardo comprende oltre al Gottardo, il tunnel di base del Ceneri lungo 15 km. Le due canne a una corsia vengono completate da diramazioni ferroviarie che rendono possibili altri collegamenti. La costruzione è già molto progredita; parallelamente ai lavori di avanzamento vengono installati gli interni, in modo tale che nonostante le difficili condizioni geologiche, le ambiziose scadenze possano venire rispettate.

AlpTransit – Tunnel de base du Ceneri

Avancement actuel des travaux et perspectives

L'axe de la NLFA du Gothard englobe non seulement le tunnel du Saint-Gothard, mais aussi le tunnel de base du Ceneri, long de 15 km. Les deux tubes à une voie de celui-ci vont être complétés par des ouvrages de bifurcation permettant des liaisons supplémentaires. Les travaux sont bien avancés; parallèlement aux travaux d'excavation, les travaux d'aménagement intérieur ont déjà été entamés afin de pouvoir respecter le planning ambitieux qui a été programmé, malgré des conditions géologiques difficiles.

Nördlich des Nordportals des Ceneri-Basistunnels entsteht eine umfassende Umorganisation der Verkehrsinfrastruktur in der Magadino-Ebene, der sogenannte Knoten Camorino (Bild 3). Damit die neuen Gleise aus dem Ceneri-Basistunnel an die bestehende Bahnlinie Bellinzona–Locarno/Luino angeschlossen werden können, sind diverse Bauwerke erforderlich. Die markantesten sind die vierspurige Brücke über die Autobahn A2 und zwei eingleisige Bahnviadukte, 1010 m bzw. 440 m lang, sowie die vierspurige Kantonsstrassenunterführung.

2 Viadukte Camorino

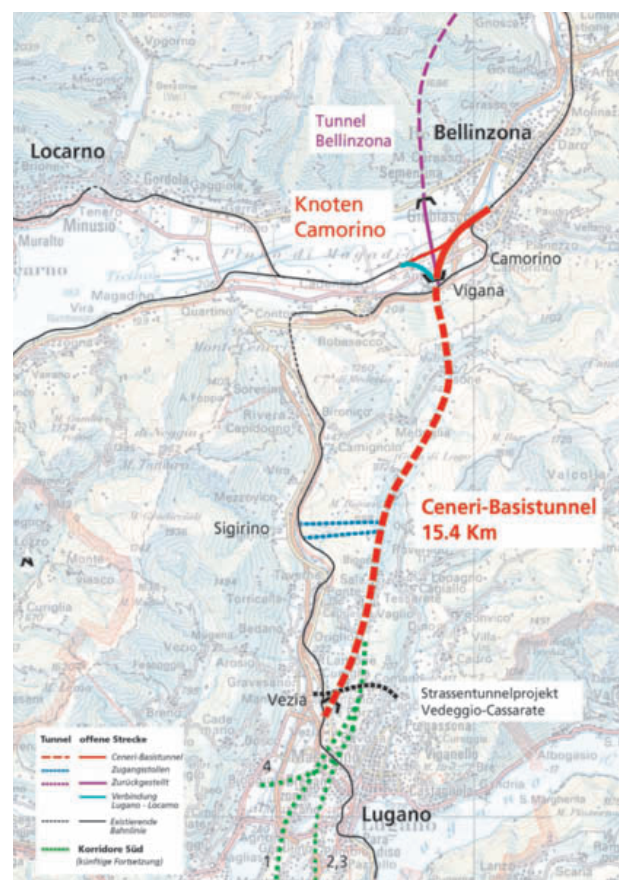
Der mit ca. 440 m kürzere Viadukt wird zukünftig die in südlicher Richtung von Bellinzona nach Lugano fahrenden Züge von der neuen Brücke über die Autobahn A2 und die Kantonsstrasse zum Ceneri-Basistunnel führen. Dieses Bauwerk ist seit Ende 2014 im Rohbau fertiggestellt.

Der mit ca. 1010 m längere Viadukt wird die in nördlicher Richtung von Lugano nach Bellinzona fahrenden Züge vom Portalbauwerk des Ceneri-Basistunnels bis zur neuen Brücke über die Autobahn A2 führen. Die Stahlbetonarbeiten sind vollendet, die rohbauseitigen Abschlussarbeiten (inkl. Vorschotterung) werden bis Anfang 2016 fertiggestellt. Die Höhenlage des Viaduktes ermöglicht, dass die Gleisverbindung Locarno–Lugano und die zukünftige NEAT-Fortsetzung nach Norden auf bestehender Terrainhöhe erfolgen können.

Beide Viadukte haben gestalterisch einen gemeinsamen Nenner, der sich in den charakteristischen V-Stützen zeigt (Bild 4). Mehrere innovative Lösungen mussten bei der Projektierung gefunden werden, um den architektonischen, bahnbetrieblichen und landschaftsbedingten Vorgaben gerecht zu werden, und zugleich die geologisch/geotechnischen Rahmenbedingungen zu berücksichtigen. Dabei stand die Setzungsproblematik der ausserordentlich empfindlichen Böden im Vordergrund. Durch die Entwicklung

struction of a future extension of the NRLA Gotthard axis to the south without interruption to rail traffic.

Comprehensive reorganisation of the transport infrastructure on the Magadino Plain, the so-called Camorino Node (Fig. 3), is taking place to the north of the Ceneri Base Tunnel's north portal. Various engineering works are neces-



1 Linienführung NEAT und Ceneri-Basistunnel (1)
Routing of the NRLA and the Ceneri Base Tunnel (1)

Quelle/Credit: AlpTransit Gotthard AG



Quelle/credit (3): AlpTransit Gotthard AG

2 Linienführung NEAT und Ceneri-Basistunnel (2)
Routing of the NRLA and the Ceneri Base Tunnel (2)



3 Knoten Camorino, offene Strecken am Nordportal des Ceneri-Basistunnels: 1) Nordportal Ceneri-Basistunnel; 2) Bahnlinie Bellinzona–Locarno/Luino; 3) vierspurige Brücke über die Autobahn A2; 4 + 5) eingleisige Bahnviadukte; 6) vierspurige Kantonsstrassenunterführung; 7) Bahnlinie in Richtung Locarno
The Camorino Node, surface lines at the north portal of the Ceneri Base Tunnel: 1) Ceneri Base Tunnel, north portal; 2) Bellinzona to Locarno/Luino rail line; 3) four-track bridge over the A2 autobahn; 4 + 5) single-track rail viaducts; 6) four-lane regional-road underpass; 7) rail line to Locarno

spezieller Lagerungssysteme und Ausbildung der Übergänge zwischen den verschiedenen Sektoren der Bauwerke konnte diesem Aspekt erfolgreich entsprochen werden.

Die Analyse der Interaktion zwischen Tragstruktur und Gleiskörper hat zur Unterteilung der Viadukte in mehrere aneinandergereihete Zwei- und Dreifeldträger mit unterschiedlichen Spannweiten geführt. Der Brückenüberbau wird durch Dilatationsfugen getrennt, womit unzulässige Verschiebungen und Gleisbeanspruchungen vermieden werden.

Anstelle klassischer vertikaler Stützen wurden die V-förmigen Stützen gewählt. Dieses System hat den Vorteil, dass die horizontal wirkenden Brems- und Anfahrkräfte optimal in die Foundation geleitet und die Verschiebungen und Verdrehungen bei den Dilatationsfugen minimiert werden können.

sary to make it possible to connect the new rail tracks from the Ceneri Base Tunnel to the existing Bellinzona to Locarno/Luino line. The most striking of these are the four-track bridge over the A2 autobahn, two single-track rail viaducts of 1010 m and 440 m in length, respectively, and the four-lane regional-road underpass.

2 The Camorino Viaducts

The shorter viaduct (approx. 440 m) will in future carry southbound trains from Bellinzona to Lugano from the new bridge over the A2 autobahn and the regional road to the Ceneri Base Tunnel. The raw construction of this viaduct was completed in late 2014.

The longer of the two viaducts (approx. 1010 m length) will carry trains travelling northwards from Lugano to Bellinzona from the portal structure of the Ceneri Base Tunnel to the new bridge over the A2 autobahn. Reinforced-concrete (RC) work has been concluded, and the finishing works on the structure (inc. preliminary ballasting) are to be completed by early 2016. The viaduct's elevation makes it possible to route the Locarno to Lugano rail link and the future NRLA northern extension at existing terrain height.

These two viaducts have a common design denominator, in the form of their characteristic V-piers (Fig. 4). It was necessary during project-planning to find a number of innovative solutions in order to conform to architectural, rail-operation and landscaping requirements and take account, simultaneously, of geological and geotechnical boundary conditions. The prime focus here was on the subsidence problems resulting from the exceptionally sensitive soils encountered. The development of special support systems and the design of the transitions between the various sectors of these structures made it possible to successfully meet these demands.

Analysis of the interaction between the load-bearing structure and the track bed resulted in the subdivision of the viaducts into a number of sequential two-span and three-span elements of differing span lengths. The bridge superstructure is isolated by means of expansion joints, thus eliminating impermissible movements and loadings on the rails.

The V-configuration piers were selected in place of classical vertical piers. This system offers the advantage that horizontally acting braking and acceleration forces are optimally transmitted into the foundation, and displacements and torsion minimised at the expansion joints.

It was necessary to anticipate subsidence of up to 80 cm. Soil precompaction was performed by means of tipping for a period of three years, in order that this subsidence would occur prior to the start of construction; these bridges are subject now only to residual subsidence. Differential subsidence nonetheless occurring can be balanced out by means of height-adjustable support elements between the founda-

Es musste mit Setzungen bis zu 80 cm gerechnet werden. Damit sich diese vor dem Baubeginn einstellten, wurden innerhalb von drei Jahren Bodenvorbelastungen mittels geschütteten Dämmen ausgeführt, wodurch die Brücken nun nur noch den Restsetzungen ausgesetzt sind. Dennoch eintretende differentielle Setzungen können durch höhenmässig variabel regulierbare Lagerelemente zwischen Fundamenten und Pfeilern kompensiert werden. So lässt sich jeder Pfeiler (und damit auch der Überbau) um bis zu 10 cm anheben.

3 Geologische Prognose Ceneri-Basistunnel

Der Ceneri-Basistunnel liegt vollständig im kristallinen Grundgebirge der Südalpen. Er durchdringt ein komplexes, heterogenes Gebirge, welches durch die Überlagerung geologisch unterschiedlicher Gesteinsschichten entstanden ist. Die Hauptstrukturen sind uneinheitlich orientiert und bautechnisch in diverse Homogenbereiche eingeteilt.

In der nördlichen Ceneri Zone ist eine Hauptschieferung mit einem Einfallen gegen Süden vorherrschend. Hier befindet sich, mit einer Mächtigkeit von 185 m, auch die bautechnisch relevante Störung Val d'Isone. Die mittlere und südliche Ceneri-Zone wird durch den sogenannten „Subparallelismus“ dominiert – zur Tunnelachse schief einfallende Störungen und Schieferung. Die Überdeckung schwankt in der gesamten Ceneri-Zone zwischen 500 und 800 m.

tions and the piers. Each pier (and thus also the superstructure) can thus be raised by up to 10 cm.

3 The Ceneri Base Tunnel: Geological Forecast

The Ceneri Base Tunnel is located in its entirety in the crystalline basement rock of the southern Alps. It passes through a complex and heterogeneous formation, which was created by the superimposition of geologically differing strata. The principal structures have non-uniform orientation and are subdivided for engineering purposes into a range of homogeneous zones.

A main foliation dipping to the south predominates in the northern Ceneri Zone. The technically relevant Val d'Isone fault, of a thickness of 185 m, is also located here. The central and southern Ceneri Zones are dominated by so-called "subparallelism" – faults and foliation impinging obliquely on the tunnel axis. Overburden cover fluctuates in the entire Ceneri Zone between 500 and 800 m.

The passage through the "Linea Val Colla" (LVC), consisting of heterogeneously shear-fragmented rock with a high kankite and cataclite content, is definitive for the southern heading operations. The foliation in the LVC has a north-to-west dipping orientation. The dip of the main foliation changes in the Val Colla Zone adjoining to the south from north-west



4 Viadukte Knoten Camorino, Stand der Arbeiten Oktober 2014
Viaducts at Camorino Node, work status in October 2014

Die Durchörterung der „Linea Val Colla“ (LVC), bestehend aus heterogen zerscherten Gesteinen mit wesentlichem Anteil an Kakiriten und Kataklasiten, ist massgebend für den Süd-vortrieb. In der LVC ist die Schieferung gegen Nord-West einfallend orientiert. Die Hauptschieferung ändert ihr Einfallen in der südlich anschliessenden Val-Colla-Zone von Nord-West Richtung Süden. Die Steilheit nimmt ab und bleibt subhorizontal. Die Überlagerung beträgt in der LVC 200 bis 250 m und verringert sich in der Val-Colla-Zone bis auf 20 m. In Anbetracht der heterogenen Geologie und dem Nichtvorhandensein bauwerklicher Referenzdaten in vergleichbarer Bautiefe, wurden ab 1991 die geologischen Verhältnisse im Bereich des Ceneri-Basistunnels umfangreich erkundet. Die felsmechanischen Eigenschaften wurden für die Ceneri-Zone, mit Ausnahme lokaler Störzonen, als mässig bis gut bewertet, diejenigen der LVC wurden als ungünstig eingestuft, und für die Val-Colla-Zone prognostizierte man mässige bis ungünstige felsmechanische Eigenschaften.

4 Projekt Ceneri-Basistunnel

Die Linienführung des Ceneri-Basistunnels wird einerseits als Teilelement der AlpTransit-Gotthardachse mit Hochgeschwindigkeits-Parametern und kompatibel mit der künftigen Fortsetzung Süd definiert. Andererseits beinhaltet sie auch die Verknüpfungen an die SBB-Stammlinie in Camorino und Vezia (Bild 1).

Die Projektvorgaben der strikten Trennung der zwei Einspurnunnel bis zum Portal und die Kompatibilität mit der späteren Fortsetzung Richtung Norden bis zum Gotthard-Basistunnel, sowie eine getrennte Anbindung an die Stammlinien in Richtung Locarno und Bellinzona erfordern im Bereich des Nordportals Verzweigungskavernen und eine Aufteilung des Tunnelportals.

Die Sicherstellung der künftigen Fortsetzung Richtung Süd wird durch den heutigen Bau der Verzweigungsbauwerke

to south. Dip reduces, remaining subhorizontal. Cover in the LVC is 200 to 250 m, reducing down to 20 m in the Val Colla Zone. Geological conditions in the vicinity of the planned Ceneri Base Tunnel were extensively explored from 1991 onward, in view of the heterogeneous geology prevailing and the absence of any engineering reference data at comparable working depths. Rock-mechanical properties were assessed as moderate to good for the Ceneri Zone, with the exception of local fault zones, and those in the LVC as poor, while moderate to poor rock-mechanical properties were forecast for the Val Colla Zone.

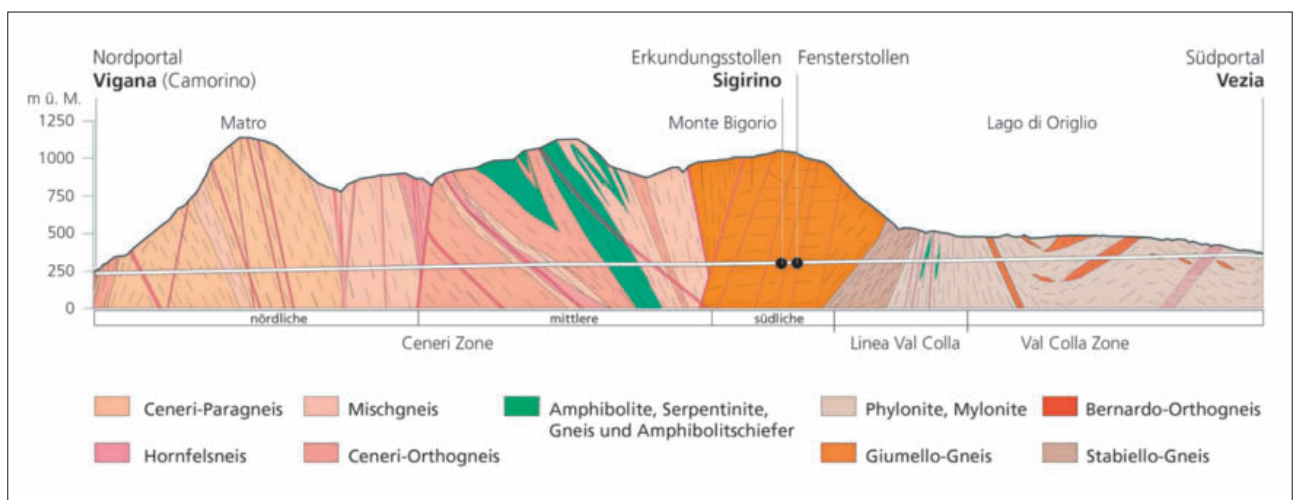
4 The Ceneri Base Tunnel Project

The routing of the Ceneri Bases Tunnel is defined, on the one hand, as a sub-element in the AlpTransit Gotthard axis with high-speed parameters and compatibility with the future south extension. It also includes, on the other hand, the links to the SBB (Swiss Federal Railways) trunk line at Camorino and Vezia (Fig. 1).

The project requirements for strict separation of the two single-track tunnels up to the portal, and compatibility with the subsequent extension to the north up to the Gotthard Base Tunnel, plus separate connection to the trunk lines to Locarno and Bellinzona, necessitate bifurcation caverns near the north portal, and the subdivision of this portal.

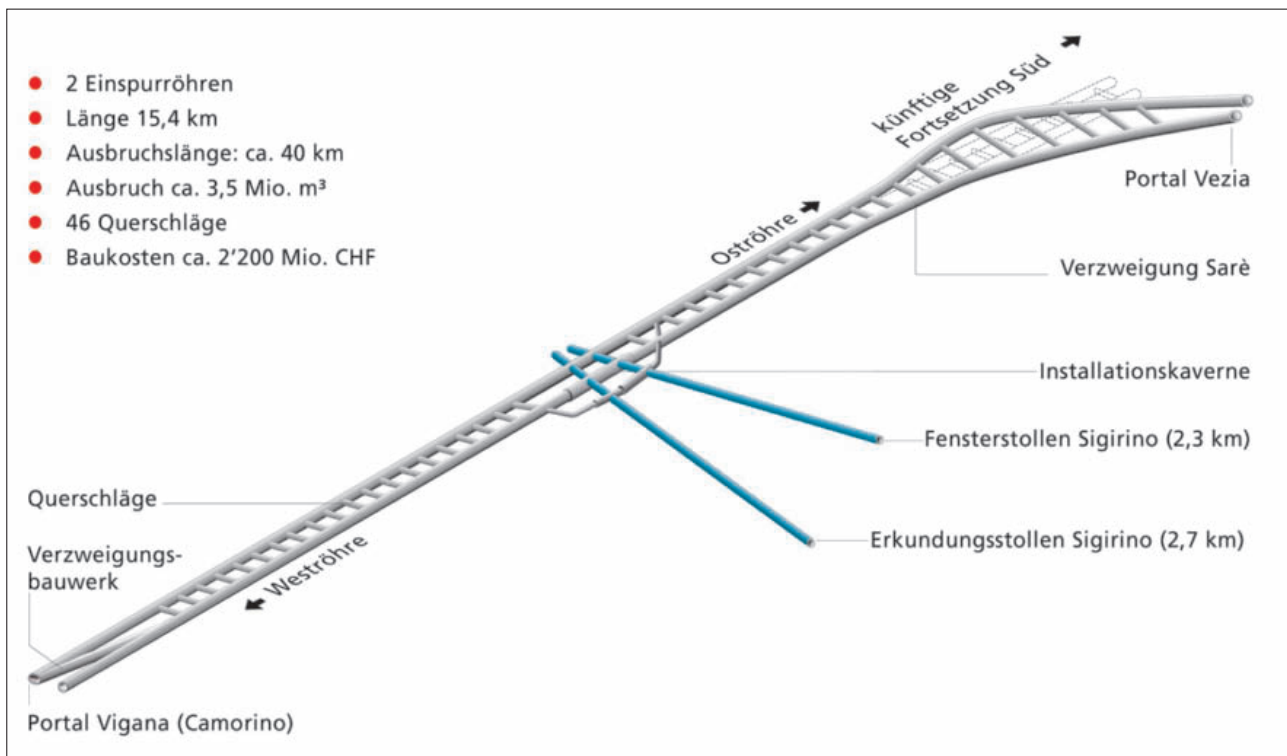
Future continuation to the south is assured by means of the currently ongoing construction of the Sarè bifurcation structures 2 km before the south portal at Vezia. These two caverns will permit subsequent implementation of the south extension without the necessity for interruption to rail-tunnel operation for any prolonged time (Fig. 6).

The Ceneri Base Tunnel's vertical alignment climbs from its lowest point at the north portal in Camorino some 110 m up



5 Längenprofil Ceneri-Basistunnel

The Ceneri Base Tunnel: longitudinal profile



6 Schematische Projektdarstellung Ceneri-Basistunnel
Schematic view of the Ceneri Base Tunnel project

Sarè, 2 km vor dem Südportal in Vezia, gewährleistet. Diese beiden Kavernen erlauben eine spätere Realisierung der Fortsetzung Süd, ohne den Betrieb im Bahntunnel für längere Zeit unterbrechen zu müssen (Bild 6).

Die vertikale Linienführung im Ceneri-Basistunnel steigt ab dem tiefsten Punkt beim Nordportal in Camorino rund 110 m bis nach Vezia. Über weite Strecken beträgt die Steigung nicht mehr als 7 ‰, ab den Kavernen Sarè bis Vezia auf kurzer Strecke aber 10 bis 12.5 ‰.

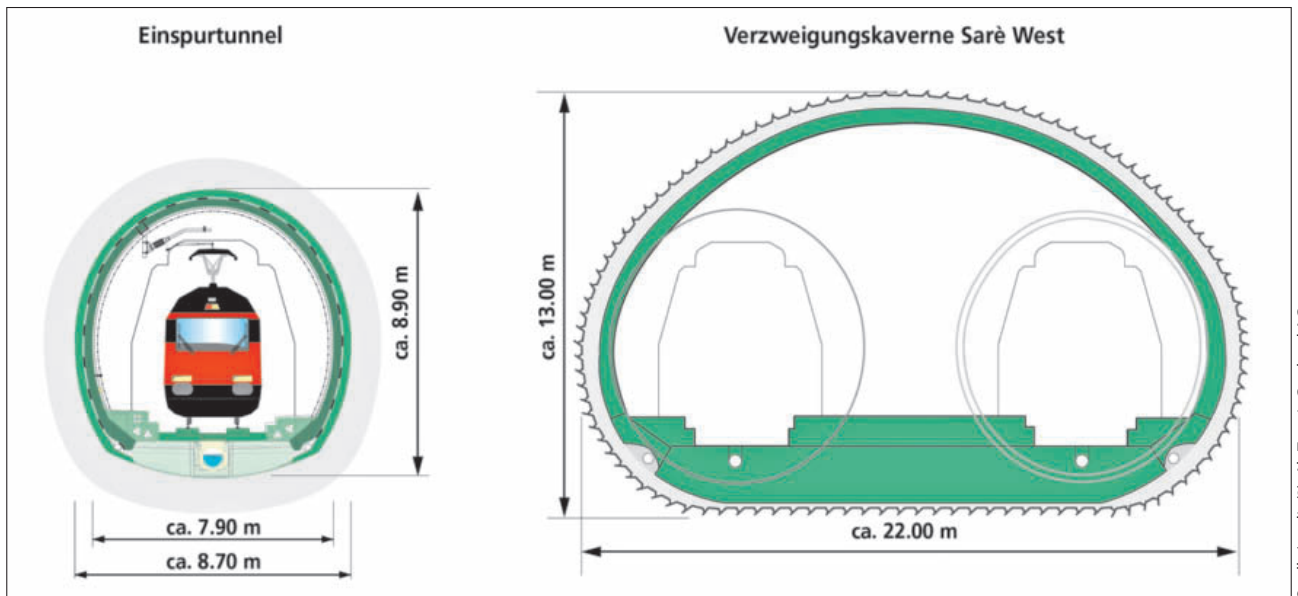
Bei der Konzipierung des CBT werden die neusten Sicherheitsaspekte berücksichtigt. Hierfür sind Tunnel-Querschläge in einem Abstand von 325 m für die Evakuierung sowie die Ereignislüftung für die Betriebsphase geplant. Die zwei Einspurtunnel des Ceneri-Basistunnels ergeben inklusive Querschläge und Stollen eine Gesamtlänge von rund 40 km. Die Ausbruchsquerschnitte variieren zwischen 48 und 87 m² (ausgenommen die Verzweigungsbauwerke). Daraus resultiert ein Ausbruchsvolumen von rund 3,5 Millionen m³. Ausgehend vom Zwischenangriff in Sigirino werden gleichzeitig zwei Einspurtunnel in Richtung Norden (8,3 km) und zwei Einspurtunnel in Richtung Süden (6,1 km) im Sprengvortrieb ausgebrochen. Die verbleibende Tunnellänge wird vom Nordportal (Vigana) und vom Südportal (Vezia) durch zwei getrennte Lose im Gegenvortrieb erstellt.

Die umfassende Entkoppelung der beiden Portallose vom eigentlichen Hauptvortrieb ist darin begründet, dass Portalbauwerke mit speziellen Anforderungen erstellt wer-

to Vezia. The gradient is for long stretches not greater than 7 ‰, but is 10 to 12.5 ‰ for a short length between the Sarè caverns and Vezia.

The latest safety aspects are taken into account in the conception of the CBT. Cross-passages at intervals of 325 m are thus planned for evacuation purposes and for emergency ventilation during the operating phase. The Ceneri Base Tunnel's two single-track tunnels total some 40 km in length, when the cross-passages and galleries are included. Excavation cross-sections vary between 48 and 87 m² (with the exception of the bifurcation structures). A volume of excavated material of some 3.5 million m³ results. Starting from the intermediate heading in Sigirino, two single-track tunnels are being excavated toward the north (8.3 km) and two single-track tunnels toward the south (6.1 km), using drilling and blasting. The remaining length of tunnel, from the north portal (Vigana) and from the south portal (Vezia), is to be created in two separate lots in counter-heading operation.

Strict separation of the two portal lots from the main tunnelling activities is the result of the fact that the portal structures are to be created to meet special requirements. At the north portal, tunnelling under the A2 autobahn, with a minimum cover of 9 m in loose rock, and then the Vigana caverns for the bifurcations, may be mentioned as particular challenges. Constricted space resulting from the proximity of in some cases listed buildings and of the SBB's trunk line, plus the limited vertical distance from a road tunnel, necessitate



Quelle/credit (2): AlpTransit Gotthard AG

7 Unterschiedliche Querschnitte des Ceneri-Basistunnels
Various cross-sections in the Ceneri Base Tunnel

den. Als grosse Herausforderungen sind am Nordportal die Unterquerung der Autobahn A2 mit einer minimalen Überdeckung von 9 m im Lockergestein zu meistern und anschliessend die Kavernen Vigana für die Verzweigungen zu konstruieren. Beim Gegenvortrieb am Südportal in Vezia setzen die engen Platzverhältnisse durch die Nähe zu teilweise denkmalgeschützten Bauten und der SBB-Stammlinie sowie die geringe Überdeckung zu einem Strassentunnel eine besondere Aufmerksamkeit voraus.

Für den Ausbruch des Hauptzugangsstollens in Sigirino (2,3 km Länge) kommt eine offene Tunnelbohrmaschine (Durchmesser 9,7 m) zum Einsatz. Um die Stabilität der im Sprengvortrieb auszubrechenden Tunnelprofile zu gewährleisten, stehen zehn Ausbruchssicherungstypen zur Verfügung. Diese sind mit steigenden Sicherheitsanforderungen von SPV1 bis SPV4 (flache Sohle, Anker und mit Stahlfasern armerter Spritzbeton), SPV5 bis SPV6 (gewölbte Sohle, Anker, Stahlbögen, mit Stahlnetzen oder mit Stahlfasern armerter Spritzbeton), SPV7 bis SPV10 (tief gewölbte Sohle, Anker, Stahlbögen, mit Stahlnetzen armerter Spritzbeton) geplant und dimensioniert.

Für die gesamte Tunnellänge des CBT ist ein zweischaliger Ausbau, bestehend aus Aussengewölbe und Innenschale vorgesehen. Zwischen den beiden Schalen werden als Schutz vor Bergwasser eine Regenschirmabdichtung und Drainageleitungen eingebaut. Grundsätzlich wird Berg- und Tunnelwasser (z. B. Wassereintrag durch Züge) in einem Mischsystem abgeleitet. Das Innengewölbe wird, mit Ausnahme der Verzweigungskavernen Sarè (armerter Spritzbeton), mit Ortbeton erstellt (Bild 7).

Beim Zwischenangriff in Sigirino umfasst die Hauptmaterialablagerung ein Volumen von rund 3 Mio. m³. Die Schuttierung des ausgebrochenen Materials erfolgt ausschliesslich

particular care in counter-heading operations at the south portal in Vezia.

An open tunnel boring machine (diameter: 9.7 m) is used for excavation of the main access tunnels at Sigirino (length: 2.3 km). Ten types of initial support are available to assure the stability of the tunnel profiles to be excavated using drilling and blasting. These are planned and dimensioned in rising order of safety requirements from SPV1 to SPV4 (flat floor, rock bolts and steel-fibre-reinforced shotcrete), SPV5 to SPV6 (invert floor, rock bolts, steel arches, steel-mesh- or steel-fibre-reinforced shotcrete), SPV7 to SPV10 (deeply invert floor, rock bolts, steel arches, steel-mesh-reinforced shotcrete).

A double-shell lining, consisting of the outer and the inner tunnel shells, is planned for the entire length of the CBT. An umbrella seal and drainage lines are being installed between the lining shells for protection against underground water. Underground and tunnel water (e.g. water imported by trains) is in all cases drained in a combined system. With the exception of the Sarè bifurcation caverns (reinforced shotcrete), the inner lining is being created using in-situ cast concrete (Fig. 7).

The main excavation work for the intermediate heading at Sigirino generates a muck volume of around 3 million m³. Haulage of the excavated material is accomplished solely using belt-conveyors, via the access tunnel. The material-preparation facility is located immediately next to the portal of this tunnel. It is anticipated, on the basis of the geological forecast, that up to a quarter of the concrete aggregate required can be produced on-site from local materials. There is also a direct connection to the rail network, assuring the logistics necessary for trouble-free delivery of cement and externally sourced aggregate.

mittels Förderbändern durch den Zugangstollen. Unmittelbar neben dessen Portal ist die Materialaufbereitungsanlage stationiert. Aufgrund der geologischen Prognose wird damit gerechnet, dass bis zu ein Viertel der benötigten Betonzuschlagsstoffe aus Eigenmaterial vor Ort produziert werden kann. Ferner besteht ein direkter Anschluss an das Eisenbahnnetz, der die Logistik für die reibungslose Anlieferung von Zement und externen Zuschlagsstoffen sicherstellt.

Auf Basis der geologischen Prognose und der gewählten Vortriebsmethode wurden die Südvortriebe als zeitkritisch angesehen. Die Fertigstellung wurde für den Frühling 2016 prognostiziert. Die günstigere felsmechanische Prognose für die Nordvortriebe erlaubte die Annahme einer Fertigstellung der Ausbruchsarbeiten zum Ende 2014. Basierend darauf war der Beginn der Verkleidungsarbeiten im CBT Nord erst nach Fertigstellung der Vortriebsarbeiten geplant.

Für den CBT Nord war der Übergabetermin der Rohbauarbeiten inklusive Rohbau-Ausrüstung an die Bahntechnik ursprünglich im Oktober 2016 geplant. Die Übergabe des verbleibenden CBT-Bereichs sollte im Januar 2017 erfolgen. Die Inbetriebnahme des Tunnels war für Ende 2019 vorgesehen.

5 Tatsächliche Situation

5.1 Stand der Arbeiten (1. Februar 2015)

Die Vortriebe im Ceneri-Basistunnel sind weit fortgeschritten (Bild 8): Es fehlen Richtung Süden nur noch rund 100 m

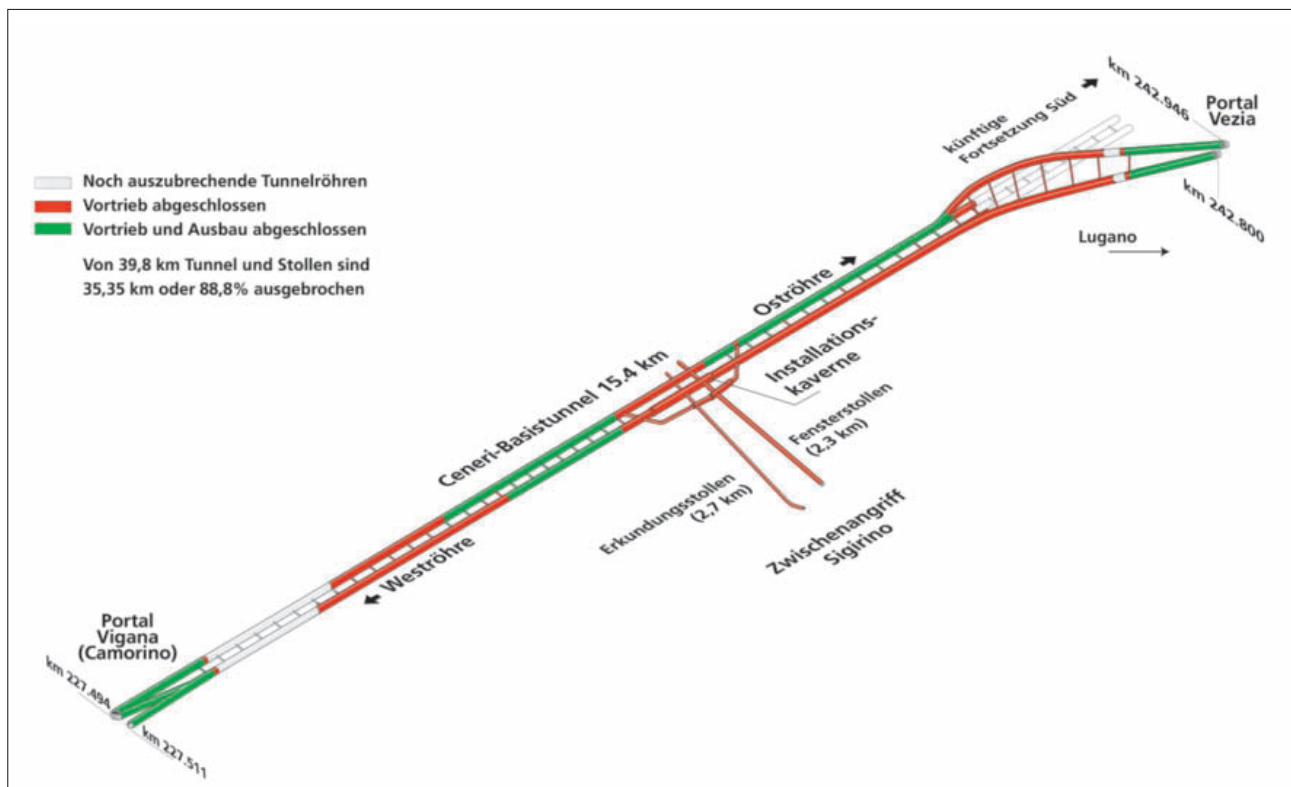
The southern heading operations are regarded as time-critical on the basis of the geological forecast and the tunnelling method selected. Completion is expected in the spring of 2016. The more favourable rock-mechanical forecast for the northern heading operations permitted the assumption of completion of excavation work by the end of 2014. On this basis, the start of lining work in the northern CBT was planned only for a point in time after completion of the tunnel-heading operations.

For the northern CBT, handover of the raw construction, including installation of technical infrastructure systems, to the rail-installation contractor, was original planned for October 2016, with handover of the remaining CBT sector following in January 2017, and commissioning of the tunnel in late 2019.

5 Actual Situation

5.1 Status of the Work (1 February 2015)

Tunnelling operations in the Ceneri Base Tunnel are well advanced (Fig. 8): in the southerly direction, there are only around another 100 m until the breakthroughs are reached, while another 2 km must still be excavated in the northerly direction. Lining installation in the east bore has been 55 % completed, while only 25 % of the lining has been concreted in the west bore; shouldering has already been started. The north (Vigana) and south (Vezia) counter-heading operations have been completed, and lining installation is also largely finished in these zones.



8 Stand der Arbeiten im Ceneri-Basistunnel, Stand: 1. Februar 2015
The Ceneri Base Tunnel: work status at 1 February 2015

bis zu den Durchschlägen, Richtung Norden sind noch rund 2 km auszubrechen. Der Innenausbau ist in der Oströhre zu 55 % ausgeführt, derweil in der Weströhre erst 25 % des Gewölbes betoniert sind; mit dem Bankettbau wurde bereits begonnen. Die Gegenvortriebe Nord (Vigana) und Süd (Vezia) sind abgeschlossen und der Innenausbau in diesen Bereichen ist weitgehend fertiggestellt.

5.2 Geologischer Befund und bautechnisches Verhalten

Nördliche Ceneri Zone

Die Nordvortriebe durchdringen Mischgneise der nördlichen Ceneri-Zone. Im Einflussbereich der Insubrischen Linie überwiegen in diesem Streckenabschnitt Störungen, die orthogonal zur Tunnelachse liegen. Eine solche Störung liegt im Val d'Isonne. Obwohl diese mit drei Kernbohrungen von der Oberfläche erkundet wurde, zeigte der geologische Befund über längere Streckenabschnitte wesentlich komplexere Strukturen gegenüber der Prognose auf (Bild 9). Die durchörterte Störzone war mit 220–230 m ungefähr 60 m länger als prognostiziert. Der Fels im nördlichen und südlichen Randbereich ist durch Harnischflächen und Kluftscharen intensiv durchtrennt. Dies erforderte den Einbau höherer Sicherheitstypen über längere Strecken. Ein Niederbruch von rund 150 m³ in der Oströhre, welcher sich im Februar 2014 ereignet hatte, verzögerte das Bauprogramm zusätzlich.

Mittlere Ceneri Zone

Mit Blickrichtung nach Süden beginnt der „Subparallelismus“ mit Misch- und Orthogneisen in Verbindung mit einer Serie von Amphiboliten. Bei den Mischgneisen liegt die radiale Deformation im Vergleich zur südlichen Ceneri Zone um ein Drittel tiefer. Der geologische Befund fällt auch hier bautechnisch ungünstiger aus als prognostiziert.

5.2 Geological Findings and Engineering Performance

Northern Ceneri Zone

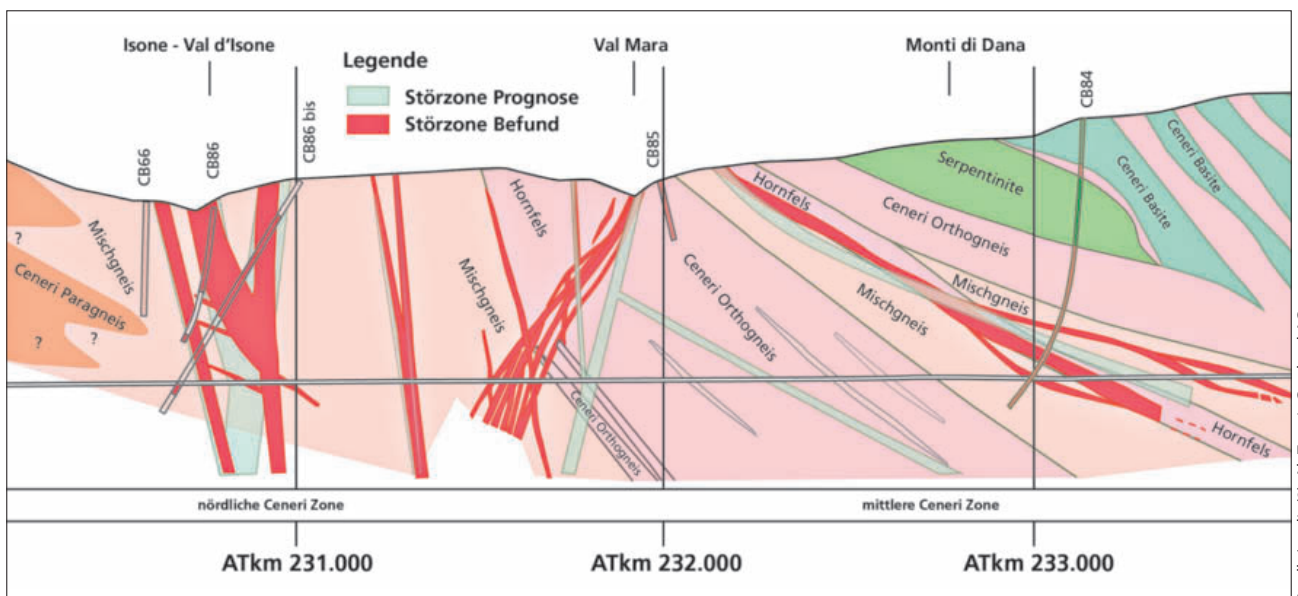
The northern heading operations tunnel through mixed gneiss in the northern Ceneri Zone. In this tunnel sector, faults located at right angles to the tunnel axis predominate in the zone of influence of the Insubric Line. Such a fault is present in the Val d'Isonne. This was investigated by means of three core-drillings from the surface, but the geological findings indicate across long tunnel sectors structures significantly more complex than those forecast (Fig. 9). The fault zone transited was around 60 m longer than forecast, at 220 to 230 m. The rock in the northern and southern boundary zone is intensively fissured with slickenside planes and patterns of joints. This necessitates the installation of higher-strength support types for long lengths. A rock fall of around 150 m³ which occurred in the east bore in February 2014 additionally delayed the construction schedule.

Central Ceneri Zone

Looking south, "subparallelism" commences with mixed gneiss and orthogneisses, combined with a series of amphibolites. The radial deformation of the mixed gneiss is one third lower than in the southern Ceneri Zone. Here, too, the geological findings are, for engineering purposes, poorer than forecast.

Southern Ceneri Zone

The southern Ceneri Zone is dominated by Giumello Gneiss. Detachments and fissured formations occurred locally in the eastern impost zone, as a result of the high mica content encountered and the steeply dipping cleavage planes, which meet the tunnel axis at an acute angle. Outside the fault zones, the unfavourable orientation of the structures and foliation in anisotropic rock resulted in



Quelle/credit (2): AlpTransit Gotthard AG

9 Ausschnitt aus dem Längsprofil geologischer Befund der nördlichen und mittleren Ceneri Zone
Excerpt from the longitudinal profile of geological findings for the northern and central Ceneri Zone



10 Vortriebsarbeiten in bautechnisch anspruchsvoller Geologie
Tunnel-heading in technically demanding geology

Südliche Ceneri Zone

Der Giumellogneis prägt die südliche Ceneri Zone. Aufgrund des angetroffenen hohen Glimmergehalts und der steil einfallenden Schieferungsflächen, die zur Tunnelachse spitzwinklig verlaufen, traten örtlich im östlichen Kämpferbereich Ablösungen und Klufkörper auf. Ausserhalb der Störzonen führte die ungünstige Orientierung der Strukturen und Schieferung in anisotropen Gesteinen über weite Strecken zu steigender bautechnischer Relevanz. Der Spritzbeton riss lokal in den Arbeitsbereichen L1 und L2 und der östliche Kämpferbereich musste mit radialen Ankern zusätzlich verstärkt werden.

„Linea Val Colla“ (LVC)

Eine nicht prognostizierte, 70 m mächtige, kataklastisch-kakiritische grosstektonische Störzone definiert die Grenze zwischen Ceneri-Zone und „Linea Val Colla“. Sie trennt den Giumellogneis von den Gneisen der LVC. Felsmechanisch besteht dieser Bereich, im Gegensatz zur Prognose, aus ungünstigeren Gesteinstypen mit grossen Druckfestigkeitsunterschieden. Die Ereignisse zwischen Auflockerung und plastischer Verformung konnten sich von Abschlag zu Abschlag ändern, was teilweise zu grosser Ortsbrustinstabilität bzw. Verformungen führte. Durch intensive Auflockerung kam es im Mai 2011 zu einem Niederbruch von 150 m³ in der Oströhre. In dieser Störzone mussten die höchsten Sicherungstypen im CBT eingebaut werden. Die Felseigenschaften verbesserten sich nach der Durchörterung der Störzone laufend, bis noch innerhalb der LVC auf den Einbau von Stahlbögen verzichtet werden konnte.

Val Colla Zone (inkl. Sarè)

Die Hauptschieferung dreht sich in eine West-Ost Streichrichtung. Somit schneidet fortan die Schieferung fast rechtwinklig durch die Tunnelachse. Die Felsverhältnisse waren in diesem Abschnitt insgesamt besser als prognostiziert. Nur im Bereich der Verzweigungsbauwerke Sarè führte ein tektonischer „Deformationsgürtel“ an der Nordgrenze des Bernardo Orthogneisses zu erneuten bautechnischen Herausforderungen. Eine Serie von spitzwinkligen Scherzonen und diffusen geringmächtigen Störungen bewirkten grössere Auflockerungen. Mit zunehmendem Tunneldurchmesser bis zu einer Querschnittsfläche von rund 280 m² im Bereich der

increasing engineering relevance for extensive lengths. The shotcrete in L1 and L2 suffered local cracking, while it was necessary to additionally reinforce the eastern impost zone using radial rock bolts.

„Linea Val Colla“ (LVC)

An unpredicted 70 m thick cataclastic/kakiritic macrotectonic fault zone defines the boundary between the Ceneri Zone and the „Linea Val Colla“. This divides the Giumello Gneiss from the gneisses of the LVC. Contrary to the forecast, this zone consists, in rock-mechanical terms, of less favourable rock types with great variations in compressive strength. Occurrences ranging between disaggregation and plastic deformation varied from round length to round length, causing serious face instability and/or deformations in some cases. Intensive disaggregation resulted in May 2011 in a rock fall of 150 m³ in the east bore. It was necessary in this fault zone to install the highest-strength support types used in the CBT. Rock characteristics improved steadily after tunnelling through the fault zone, until it became possible, still within the LVC, to dispense with the installation of steel arches.

The Val Colla Zone (incl. Sarè)

The main foliation rotates with a west-to-east orientation. The foliation thus then cuts almost at right angles through the tunnel axis. Geological conditions in this section were, on the whole, better than forecast. Only in the vicinity of the Sarè bifurcation structures did a tectonic „deformation belt“ at the northern boundary of the Bernardo Orthogneiss cause renewed engineering challenges. A series of acute-angled shear zones and diffuse thin faults caused major disaggregation. Radial deformations increased progressively, to up to 270 mm, as tunnel diameter increased up to a cross-sectional area of some 280 m² in the vicinity of the bifurcation caverns.

It was necessary to perform repairs at several points on the tunnel profile, and modify initial support for further tunnel-heading operations. Tunnelling was split into a number of excavation phases toward the end of the ever larger bifurcation structures.

Radial deformations diminished to the south of the Bernardo Orthogneiss, beyond Sarè, as a result, on the one hand, of better rock conditions and, on the other hand, due to the reducing overburden cover (from 120 m down to 20 m at the Vezia portal). The geology encountered along the entire tunnel length, and its engineering performance, has implications for the necessary initial-support types used. It became apparent that the lightweight initial-support types were used only to a limited extent, and that the medium-strength types had to be used more frequently. Actual practice conforms with the forecast in the case of the heavy support types. Also unforeseen was the fact that each respective type of initial support could be used across greater lengths only in rare cases.

Verzweigungskavernen erhöhten sich die radialen Deformationen progressiv auf bis zu 270 mm.

An mehreren Stellen im Tunnelprofil mussten Sanierungen durchgeführt und für die weiteren Vortriebe die Ausbruchsicherung angepasst werden. Gegen Ende der immer grösser werdenden Verzweigungsbauphasen sind die Vortriebe in mehrere Ausbruchsphasen unterteilt worden.

Südlich des Bernardo Orthogneis, im Anschluss an Sarè, nahmen die radialen Deformationen ab, einerseits wegen der besseren Felsverhältnisse, andererseits aber auch wegen der sich reduzierenden Überdeckung (von 120 m bis auf 20 m beim Portal Vezia). Die aufgeschlossene Geologie auf der gesamten Tunnelstrecke, respektive deren bautechnisches Verhalten, hat Auswirkungen auf die erforderlichen Ausbruchsicherungstypen. Es zeigte sich, dass die leichten Ausbruchsicherungstypen in geringerem Umfang zur Anwendung kamen, hingegen die mittleren häufiger verwendet werden mussten. Bei den schweren Sicherungen deckt sich die Prognose mit der Ausführung. Unvorhergesehen war auch, dass die jeweiligen Ausbruchsicherungstypen selten über längere Strecken angewendet werden konnten.

5.3 Termine

Im Süden konnten die Verzögerungen (ausgelöst durch den Niederbruch, die Störzone LVC und durch den erschwerten Ausbruch der Verzweigungskavernen Sarè) im geologisch günstigeren südlichen Teil der Val Colla Zone wieder aufgeholt werden. Auf Grund der bereits beschriebenen geologischen Befunde wurde schon früh erkannt, dass der kritische Weg bis zur Übergabe des Rohbaus an die Bahntechnik nicht über die Südvortriebe, sondern tatsächlich über die Vortriebe Nord läuft. Mit dem Ziel, die vorgesehenen Übergabetermine auch dieses Bauabschnitts gewährleisten zu können, wurden Beschleunigungsmassnahmen untersucht und ausgelöst. Das im März 2013 beauftragte Beschleunigungspaket für den CBT Nord beinhaltet einen vorgezogenen Einbau der Innenverkleidung parallel zu den Vortriebsarbeiten (Bild 12).

Nachdem der Vortrieb in den im Jahr 2014 aufgefahrenen Störzonen der Val Mara und Val d'Isone aus geologischen Gründen nochmals mehr Bauzeit benötigte, wurden weitere Beschleunigungsmassnahmen durch verkürzte Vortriebsunterbrechungen im Sommer 2014 und beim Jahreswechsel 2014/2015 bestellt.

Damit ist der Vortrieb Nord West zeitlich wieder auf Kurs, der Vortrieb Nord Ost hingegen weist immer noch einen Rückstand von aktuell 370 m auf. Daher wurde Anfang 2015 zusätzlich ein Zwischenangriff aus der Weströhre zur Oströhre über einen Querschlag bestellt und damit temporär ein dritter Vortrieb Richtung Norden möglich. So können in der Oströhre weitere rund zwei Monate aufgeholt werden. Durch diese Massnahmen bei den Vortrieben sowie durch eine Straffung des Banketteinbaus und des Einbaus der Rohbau-Ausrüstung kann der Rückstand wettgemacht werden.

5.3 Deadlines

It proved possible in the south to regain the time lost (caused by the rock falls, the LVC fault zone and the more difficult excavation of the Sarè bifurcation caverns) in the geologically more favourable southern section of the Val Colla Zone. The geological findings already discussed above led to early recognition that the critical path up to handover of the raw construction to the rail-technology installation crew ran not via the southern, but rather via the northern tunnel-heading operations. Speed-up provisions were then examined and initiated, with the aim of also assuring achievement of the planned handover deadlines for this part of the project. The speed-up package awarded in March 2013 for the north CBT includes the bringing forward of installation of the inner lining in parallel to tunnel-heading operations (Fig. 12).

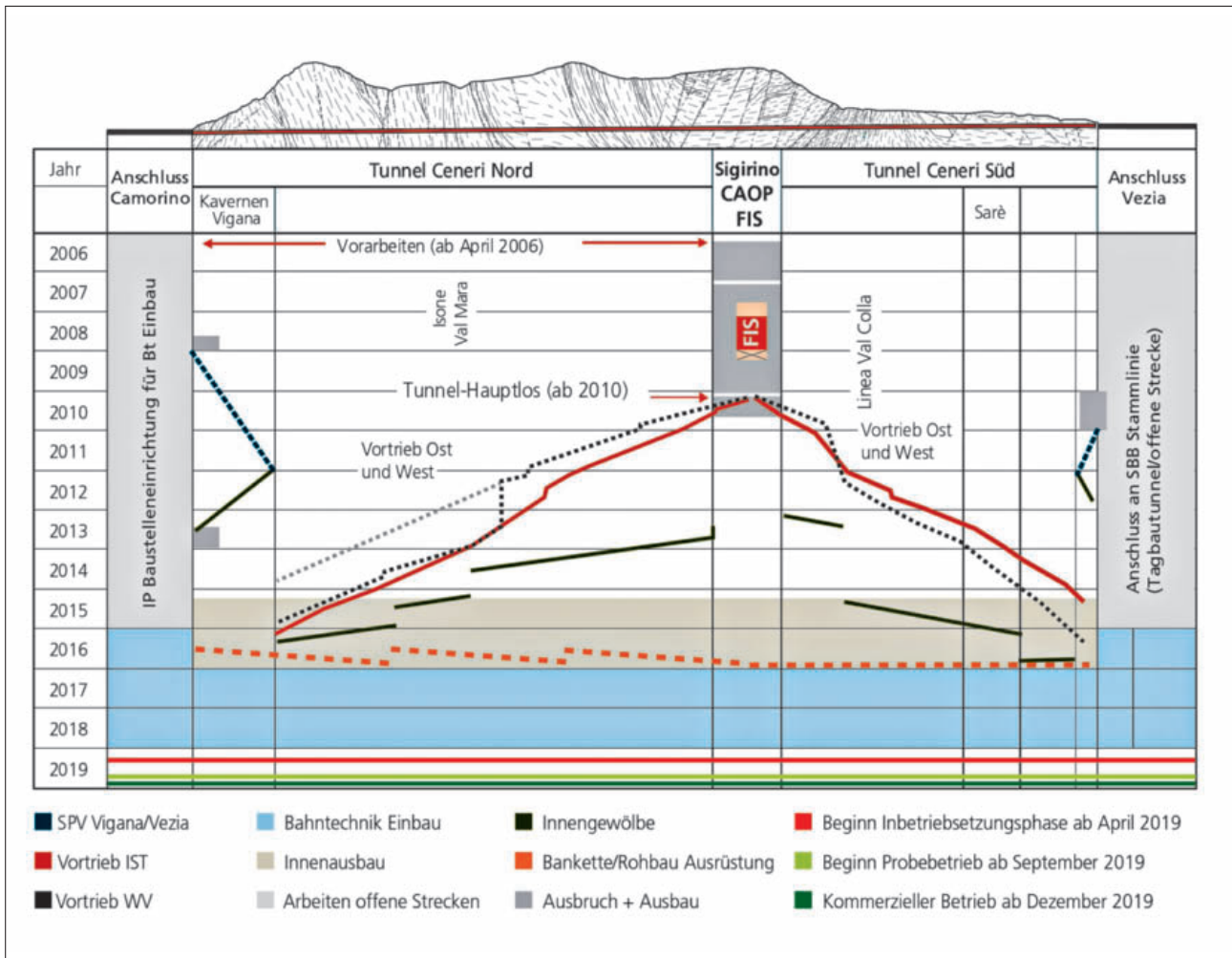
Further speed-up provisions, in the form of shortening of interruptions to tunnelling, were commissioned in the summer of 2014 and at the end of 2014/beginning of 2015, after tunnelling in the Val Mara and Val d'Isone fault zones entered in 2014 had again, for geological reasons, required extra construction time.

Tunnelling in the northern west sector is thus now back on schedule, whereas the northern east sector is still behind, to a current amount of 370 m. For this reason, an additional intermediate heading was implemented from the west to the east bore via a transverse tunnel in early 2015, thus making possible a temporary third heading operation toward the north. This will make it possible to regain around another two months in the east bore. These tunnelling provisions, and acceleration of shouldering operations and the installation of technical infrastructure systems will make it possible to compensate for the delay.



11 Verzweigung Sarè
The Sarè bifurcation

Quelle/credit (2): AlpTransit Gotthard AG



12 Gesamtterminprogramm, Stand: Februar 2015
Overall time schedule, status: February 2015

6 Ausblick

Auf Grund der geologischen Befunde und des gegenwärtigen Baufortschritts sind die beiden Durchschläge der Einspurtunnel Süd im März/April 2015 zu erwarten. Die beiden Durchschläge der Nordvortriebe werden im Winter 2015/2016 folgen. Der Innenausbau wird kontinuierlich weitergeführt und die Rohbau-Ausrüstung der Querschläge (Ventilation, Türen, Doppelböden) bis anfangs 2017 montiert.

Die AlpTransit Gotthard AG vergab im August 2013 zwei grosse Lose für den Einbau der Bahntechnik („Fahrbahn + Logistik“ und „Bahntechnik und Gesamtkoordination“). Gegen diese beiden Vergaben wurden Beschwerden eingereicht. Das Bundesgericht hat diese im September 2014 endgültig abgewiesen und die Vergabeentscheide bestätigt. Dennoch ist dadurch eine Verspätung beim Start der Bahntechnikerarbeiten von einem Jahr entstanden. Damit die geplante Inbetriebnahme des Ceneri-Basistunnels per Fahrplanwechsel Dezember 2019 eingehalten werden kann, sind umfangreiche Beschleunigungsmassnahmen bei der Planung und Ausführung der Bahntechnik erforderlich. Entsprechende Untersuchungen und Analysen sind in Arbeit.

6 Prospects

The geological findings and current construction progress indicate that both breakthroughs in the single-line south tunnel can be expected in March or April of 2015. The two breakthroughs in the northern workings will then follow, in the winter of 2015/2016. Lining installation is continuing without interruption, and the installation of technical infrastructure systems of the transverse tunnels (ventilation, doors, false floors) will be installed by early 2017.

AlpTransit Gotthard AG awarded two large lots for installation of rail technology (“Track + Logistics” and “Rail Technology and Overall Coordination”) in August 2013. Objections were raised against these two awards. In September 2014, the Swiss Federal Supreme Court conclusively overruled these objections, and confirmed the award decisions. A delay of one year has nonetheless thus occurred in starting rail-equipment work. Extensive speed-up provisions in the planning and installation of the rail equipment will be necessary, in order to meet the planned opening of the Ceneri Base Tunnel to traffic at the timetable changeover in December 2019. Corresponding studies and analyses are being prepared.

Philippe Zimmer, Civil and Structural Engineer – FH/MSc/EMBA, Project Manager,
Walo Bertschinger SA Romandie, Eclépens/CH

Tunnel de Pinchat/CH

Exécution d'un avancement en terrain meuble dans des alluvions

Le tunnel de Pinchat long de 2036 mètres est un des ouvrages souterrain du projet CEVA à Genève. Il est creusé dans des alluvions anciennes selon un avancement calotte/stross, sous la protection d'une voûte parapluie. La section divisée a été retenue par tous les intervenants du projet car il offrait des opportunités intéressantes d'un point de vue du planning et en terme d'économie financière.

Pinchat Tunnel/CH

Tunnelling in unconsolidated Alluvium

The 2,036 m long Pinchat Tunnel is part of the CEVA Project in Geneva. It is being excavated in old alluvial deposits using the top heading/bench method, under the protection of an umbrella arch. The divided section approach was preferred by all participants in the project because it offered attractive options, both in terms of scheduling and economics.

1 Introduction

D'une longueur totale de 16 kilomètres, dont plus de 13 sur territoire suisse, la ligne ferroviaire CEVA (Cornavin – Eaux Vives – Annemasse) relie Cornavin à Annemasse, tout en desservant les principaux centres d'activités de Genève. En connectant les réseaux CFF et SNCF qui sont aujourd'hui deux culs-de-sac ferroviaires, cette liaison permet la création d'un véritable réseau régional (RER) à l'échelle de l'agglomération franco-valdo-genevoise. A ce titre, le projet CEVA est un trait d'union entre deux rives, deux cantons et deux pays (Figure 1).

Le coût du projet – réactualisé en 2009 – se monte à 1.567 milliard de francs pour la partie en territoire suisse. 44 % sont investis par l'Etat de Genève, tandis que le solde est à la charge de la Confédération. Le coût des 2,5 km de CEVA qui se trouvent en territoire français est de 234 millions d'euros HT.

Le tunnel de Pinchat s'étend depuis la future gare de Carouge Bachet sur une longueur de 2036 mètres. L'accès au tunnel se fait aux extrémités par deux ouvrages préparatoires, un puits du côté de Carouge Bachet et une Tranchée couverte du côté du Val d'Arve. Le montant du marché du tunnel de Pinchat est de 134 millions de francs.

L'auteur du projet est le GEP – Groupement d'Etude Pinchat, piloté par BG-21. La construction du tunnel a été confié au groupement d'entreprise CTP – Consortium Tunnel de Pinchat piloté par Walo Bertschinger SA et dont les partenaires sont Rothpletz Lienhard + Cie AG, Implenia Suisse SA, Prader Losinger SA et Infra Tunnel SA.

1 Introduction

The CEVA (Cornavin – Eaux Vives – Annemasse) railway line is 16 km long, with more than 13 km in Swiss territory. It connects Cornavin to Annemasse, while also serving the main centres of activity in Geneva. By connecting the CFF and SNCF systems, which are currently railroad dead ends, the link will enable the creation of a truly regional express network covering the Greater Geneva area. As such, the CEVA Project forms the link between two shores, two cantons, and two countries (Fig. 1).

The cost of the project – updated in 2009 – amounts to 1.587 billion CHF for the portion in Switzerland: 44 % is invested by the State of Geneva, with the Swiss Confederation being responsible for the balance. The cost of the 2.5 km of CEVA in French territory is 234 million EUR net.

The Pinchat Tunnel extends 2,036 m from the future Carouge Bachet station. The tunnel is accessed from its ends through two preparatory workings: a shaft on the Carouge Bachet side and a cut-and-cover section near Val d'Arve. The contract volume for the Pinchat Tunnel amounts to 134 million CHF.

The project originated with the GEP, the Groupement d'Etude Pinchat (Pinchat design group) managed by BG-21. Construction of the tunnel was awarded to the CTP (Consortium Tunnel de Pinchat) Group headed by Walo Bertschinger SA, whose partners are Rothpletz Lienhard + Cie AG, Implenia Suisse SA, Prader Losinger SA, and Infra Tunnel SA.

Tunnel Pinchat/CH

Vortrieb in Alluvium-Lockergestein

Der 2036 Meter lange Pinchat-Tunnel ist eines der unterirdischen Bauvorhaben im Rahmen des CEVA-Projekts in Genf. Der Vortrieb erfolgt in altem Alluvium nach dem Kalotte/Strosse-Verfahren unter dem Schutz eines Schirmdachs. Dieses Verfahren wurde aufgrund seiner planungstechnischen und wirtschaftlichen Vorteile durchgängig eingesetzt.

Galleria di Pinchat/CH

Esecuzione dell'avanzamento in terreno alluviale in consolidato

La galleria di Pinchat, lunga 2036 m, è una delle opere sotterranee che fanno parte del progetto CEVA di Ginevra. L'avanzamento avviene in vecchi depositi alluviali con il metodo calotta/strozzo (crown/bench) con protezione di ombrelli ad arco. Questo metodo è stato applicato a tutte le opere del progetto perché offre delle opportunità interessanti, sia dal punto di vista della progettazione che in termini economici.

2 Géologie

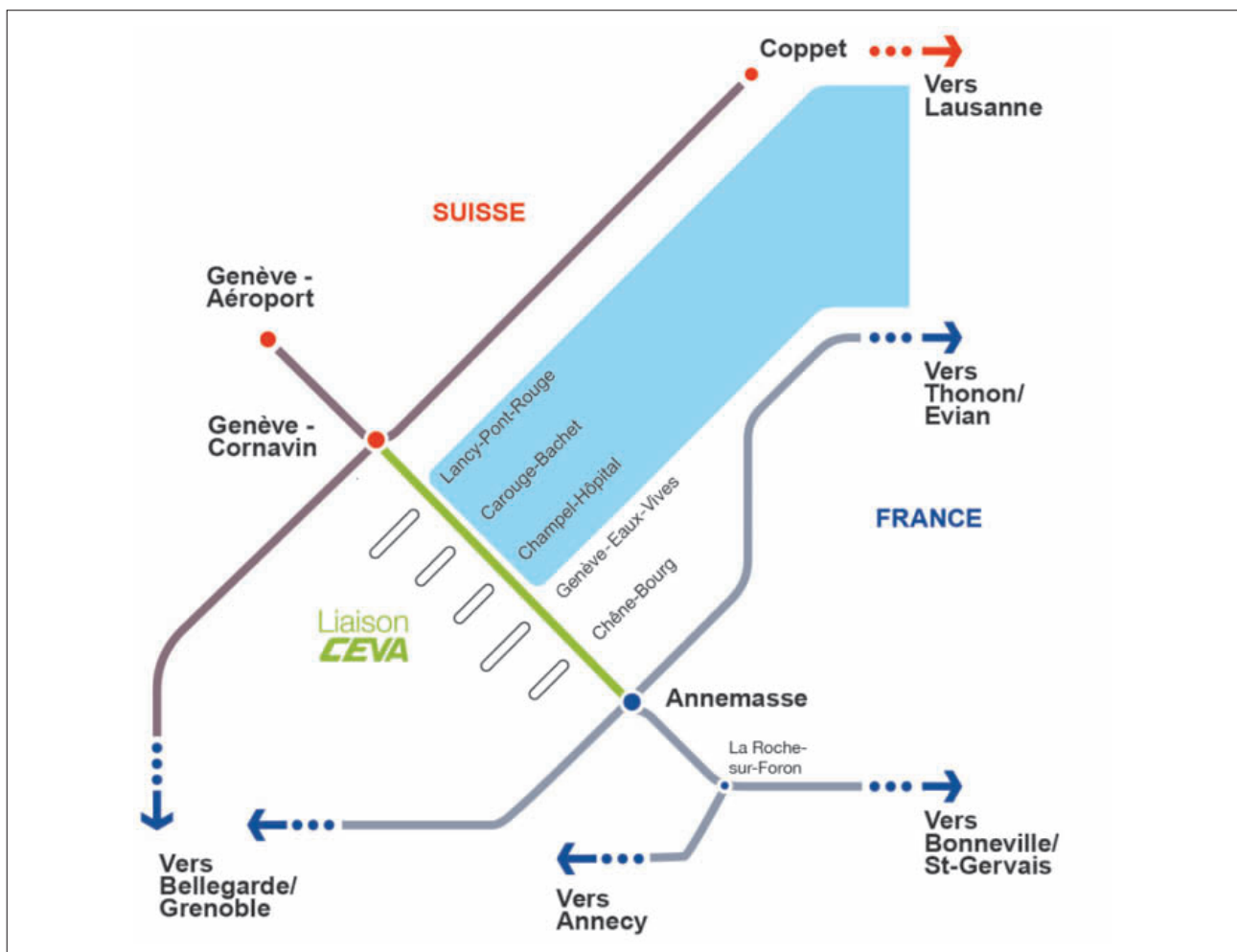
Tout au long du profil de l'ouvrage, on retrouve la succession stratigraphique suivante (Figure 2):

- Depuis la future gare et sur une longueur d'environ 250 mètres, le sous-sol est constitué d'une grande épaisseur d'argiles et limons argileux tendres à mous, compressibles, très peu perméables mais saturés.

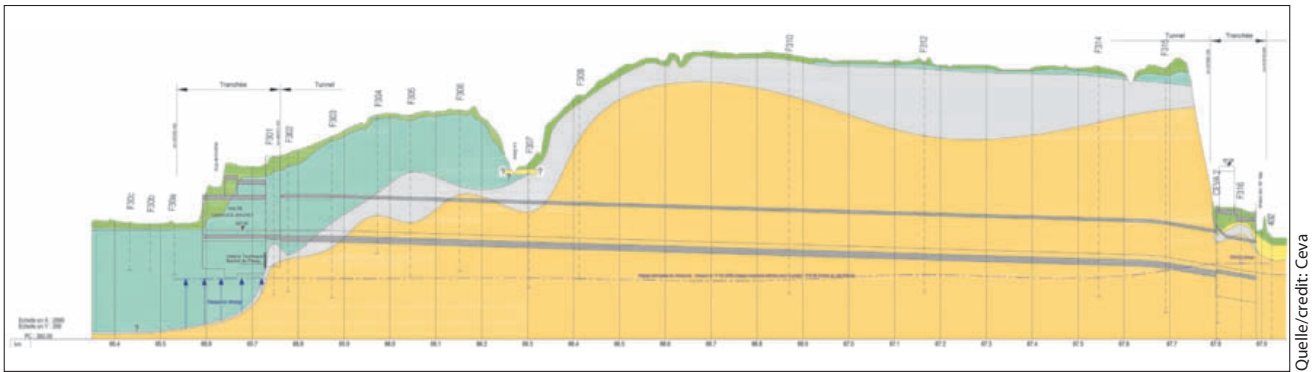
2 Geology

The following stratigraphic sequence is found over the full length of the tunnel (Fig. 2):

- From the future station for a distance of about 250 m, the ground comprises very thick clays and soft to loose argillaceous silts; these are compressible, and highly impermeable but saturated.



1 Connexion du réseau CEVA avec les infrastructures existantes
Connection of the CEVA system to existing infrastructure



Quelle/credit: Ceva

2 Profil géologique longitudinal
Longitudinal geological section

- Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, on rencontre progressivement des moraines limoneuses et limono-argileuses riche en cailloux, compactes, peu perméables.
- Les graviers de l'alluvions anciennes apparaissent en calotte et sur toute la section vers le TM 400. La dimension des blocs atteint fréquemment les 400 mm. Ces graviers perméables et aquifères sont le siège de la nappe phréatique utilisée pour l'alimentation en eau potable du canton de Genève et de plusieurs communes de France.

- As the tunnel advances, silty and silty-argillaceous till is progressively encountered, compact and impermeable, with abundant boulders.
- Old alluvial gravels appear in the crown of the tunnel and over the whole section towards TM 400. The size of the boulders commonly reaches 400 mm. These permeable, water-bearing gravels are the groundwater aquifer used to supply drinking water to the canton of Geneva and a number of French communes.

Il en résulte que, pour l'élaboration du projet d'exécution, il a fallu considérer le tunnel en 6 tronçons différents comme le montre le **tableau 1**. Environ 2 tiers du tunnel se situent dans les alluvions. Pour le dernier tronçon se trouvant à proximité de la rivière de l'Arve, le niveau de la nappe qui est plus haute interfère avec le profil d'excavation.

Consequently, when drawing up the construction plan, it was found necessary to divide the tunnel into six different sections, as shown in **Table 1**. About two thirds of the tunnel is located in the alluvium. In the last section near the Arve River, the higher level of the water table interferes with excavation work.

La couverture minimale est inférieure à 6,0 mètres au franchissement du ruisseau la Drize, et elle atteint jusqu'à 30 mètres en milieu de tracé.

The minimum cover is less than 6.0 m at the Drize stream, and reaches 30 m in the middle of the tunnel route.

3 Travaux préparatoires

Avant l'exécution du tunnel, le groupement a dû réaliser toute une série de travaux préparatoires qui ont duré une année :

- Du côté de Carouge Bachet, l'accès au tunnel se fait par un puits de forme rectangulaire (29 x 33 mètres) et 18 mètres de profond qui a nécessité les étapes suivantes :

3 Preparatory Works

Before beginning construction of the tunnel, the Group had to carry out a series of preparatory works, which lasted a full year:

- At Carouge Bachet, the tunnel can be accessed via a rectangular (29 x 33 m) shaft 18 m deep, which required the following steps:

Tronçons Sections	1	2	3	4	5	6
Longueur Length	60 m	70 m	90 m	340 m	1350 m	120 m
Couverture Cover	10 m S	10-20 m S	10-20 m S	10-20 m S (+M)	10-(>30) m A (+M)	10-(>30) m A
Front Face						
Légende/Key: A: Alluvionen/Alluvial deposits, M: Moraine/Glacial till, S: Argile/Clay						

Tableau 1 Répartition du tunnel en fonction des conditions géologiques

Table 1 Distribution of tunneling by geological setting

- exécution des parois moulées,
- terrassement par étape,
- réalisation successive de la dalle de couverture, de la dalle intermédiaire et du radier, en interférence avec le terrassement.
- Du côté du Val d'Arve, une tranchée couverte de 85 mètres de long précède le tunnel. Elle a nécessité une séquence de travail similaire au puits:
 - démontage partielle de la halle des services techniques de Carouge,
 - exécution des parois moulées,
 - terrassement phase 1,
 - réalisation de la dalle intermédiaire,
 - terrassement phase 2,
 - exécution du jetting en parallèle avec la creuse du tunnel
- et des travaux à venir:
 - terrassement phase 3,
 - réalisation du radier en béton armé.
- Déviation de la Drize à travers un canal en béton armé projeté, en raison de la faible couverture inférieure à 6 mètres et pour étancher le lit du cours d'eau.

4 Projet du Tunnel

En fonction des différents tronçons cités dans le paragraphe 2, trois modes d'excavation ont été retenus pour l'exécution des travaux.

4.1 Dans les argiles: Profil Type 3

Les 240 premiers mètres de l'attaque depuis Bachet ont été excavés en section divisée type D (Figure 3).

Deux galeries de pied de 4 mètres de large, 5 mètres de haut pour une section d'environ 18 m² ont été creusées dans le massifs argileux et soutenues par des cintres HEB 120 espacés d'un mètre (yc étrépillons en radier). Le remplissage des cintres a été effectué par du béton projeté en voie sèche.

Une fois les galeries de pied excavées sur toute la longueur, un radier épais et un mur en béton ont été coulés pour constituer l'appui du soutènement de la voûte. Une étape de radier a été bétonnée tous les jours depuis le fond de la galerie en direction du puits, par plots de 24 mètres, en alternance entre les 2 tubes. Un coffrage de 12 mètres de long dans chaque galerie a permis de réaliser une étape de bétonnage de mur par jour. Le béton a été pompé depuis le haut du puits sur une longueur de 240 mètres.

Une fois le bétonnage des galeries de pied finalisé, l'excavation de la calotte s'est effectuée sous la protection systématique de voûtes parapluie en tubes d'acier de dimension 159 x 10 mm, par étape de 12 mètres (longueur des tubes 16 m). Le front a été renforcé par des ancrages en fibres de verre de 22 mm de diamètre, longs de 16 mètres, forés non tubés à l'eau. Un blindage en béton projeté au front n'a été appliqué par mesure préventive qu'avant les week-end. Le soutène-

- Construction of diaphragm walls
- Excavation in steps
- Successive construction of the cover slab, the intermediate slab, and the invert, alternating with excavation.
- At Val d'Arve, a cut-and-cover section 85 m long precedes the tunnel. It required a sequence of operations similar to the shaft:
 - Partial dismantling of the Carouge technical services building,
 - Construction of diaphragm walls
 - Phase 1 excavation,
 - Construction of the intermediate slab,
 - Phase 2 excavation
 - Jet-grouting in parallel with tunnelling
- and future operations:
 - Phase 3 excavation,
 - Construction of the reinforced concrete invert.
- Diversion of the Drize into a proposed reinforced concrete channel, owing to the shallow cover of less than 6 m, and also to seal the stream-bed.

4 Tunnel Project

Depending on the various sections mentioned in Paragraph 2, three methods of excavation were adopted for the work.

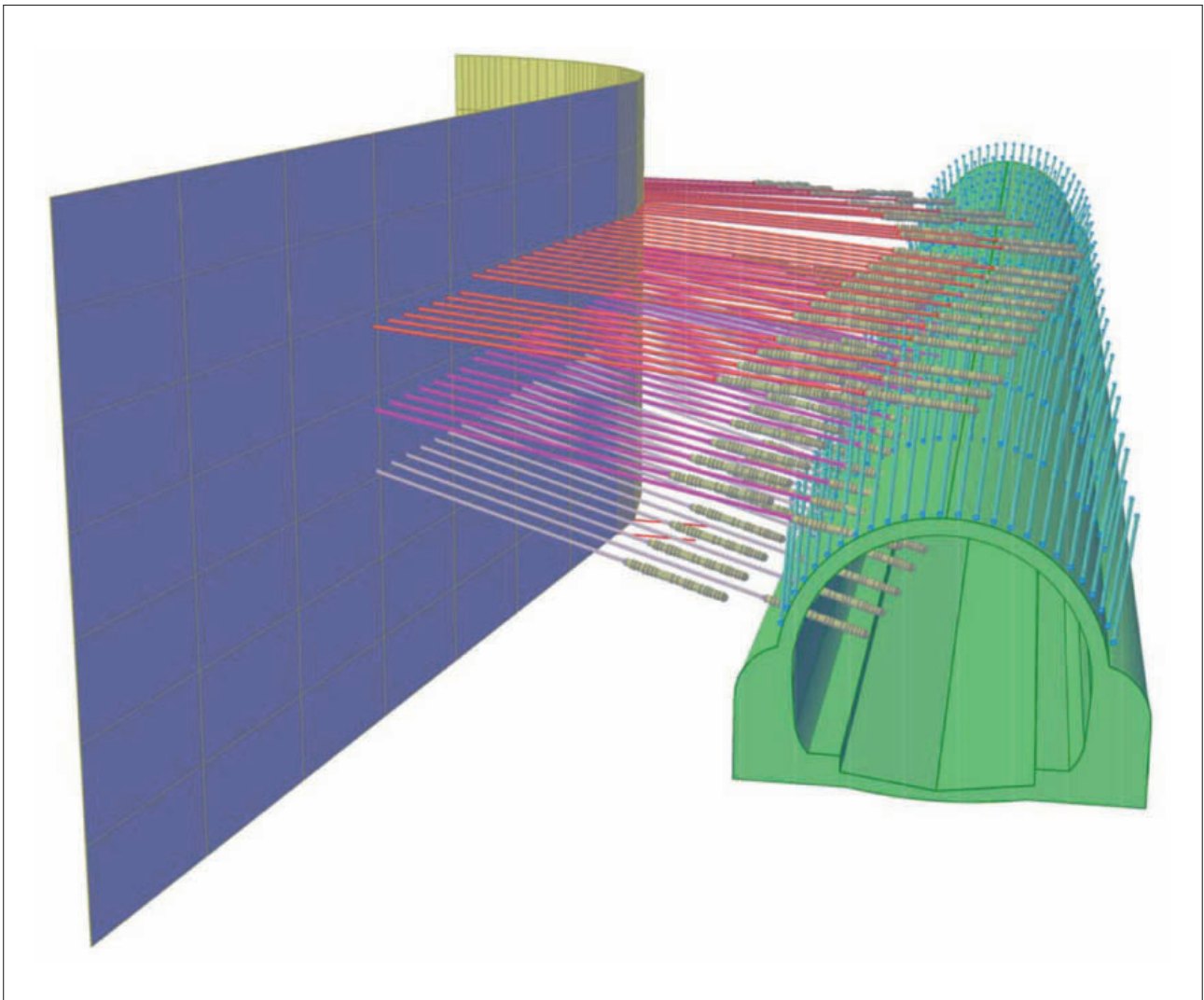
4.1 In the Clays: Type 3 Section

The first 240 m of the advance from Bachet were excavated as a Type D divided section (Fig. 3).

Two side headings four meters wide and five meters high, giving a cross-section of about 18 m², were excavated in the massive clays and supported by HEB 120 roof arches spaced one meter apart (incl. cross-braces in the invert). The roof arches were filled in using dry-mix shotcrete.

Once the side headings had been excavated over their full length, a thick invert and a concrete sidewall were poured to create the support for the arch. One invert step was concreted every day from the end of the tunnel in the direction of the shaft, in 24 m blocks, alternating between the two sides. A formwork unit 12 m long in each tunnel enabled concreting of one wall block per day. The concrete was pumped from the head of the shaft over a distance of 240 m.

Once the concreting in the side headings was complete, the crown was excavated, under the systematic protection of umbrella arches in 159 x 10 mm steel pipes, in 12-m steps (pipe length = 16 m). The face was reinforced by fiberglass ground anchors of 22 mm diameter and 16 m long, water-drilled without casing. Concrete lagging was only sprayed onto the face as a preventive measure before weekends. Support of the crown was provided by HEB 180 roof arches resting on the faces of the side headings, and poured concrete behind the squaremesh grid installed between the arches.



4 *Interférence entre les ancrages d'un ouvrage voisin dans la nouvelle section du tunnel*
Obstruction from ground anchors of an existing building in the new section of the tunnel

Au final cette occurrence s'est avérée nettement inférieure qu'aux prévisions, et seul six tubes ont croisé ces ancrages et n'ont pas pu être exécutés sur la toute longueur définie.

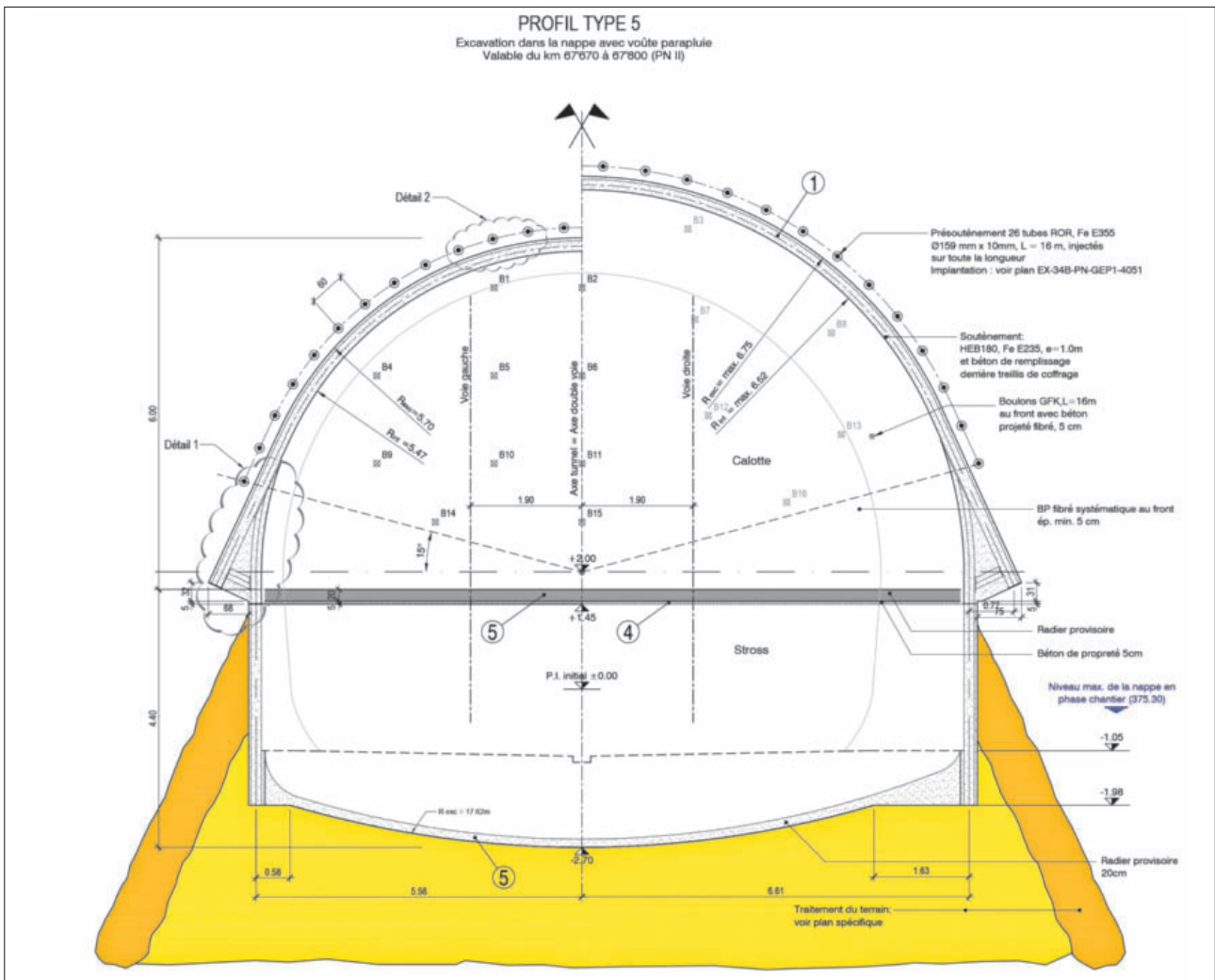
4.2 Dans les alluvions dans la nappe: Profil Type 5 (Figure 5)

L'excavation du premier tronçon sur environ 100 mètres depuis la voirie de Carouge s'est effectuée en section divisée type B afin de permettre le traitement du terrain dans la nappe. Le pré-soutènement est constitué de voûtes parapluie en tubes métalliques scellés au coulis de ciment, longues de 16 mètres pour 12 mètres excavés. Des essais comparatifs d'injections sélectives par rapport à une injection de remplissage n'ont pas permis de constater de différences significatives dans l'enrobage des tubes et l'imprégnation du terrain avoisinant. Cela peut s'expliquer par le fait que les alluvions anciennes ont été préconsolidés par le glacier du Rhône et sont très denses, de sorte qu'une injection classique a été privilégiée pour la poursuite des travaux en fixant les critères d'arrêts suivants, en utilisant 2 valves d'injection tous les 50 cm le long des tubes :

4.2 In the alluvial Deposits below the Water Table: Type 5 Section (Fig. 5)

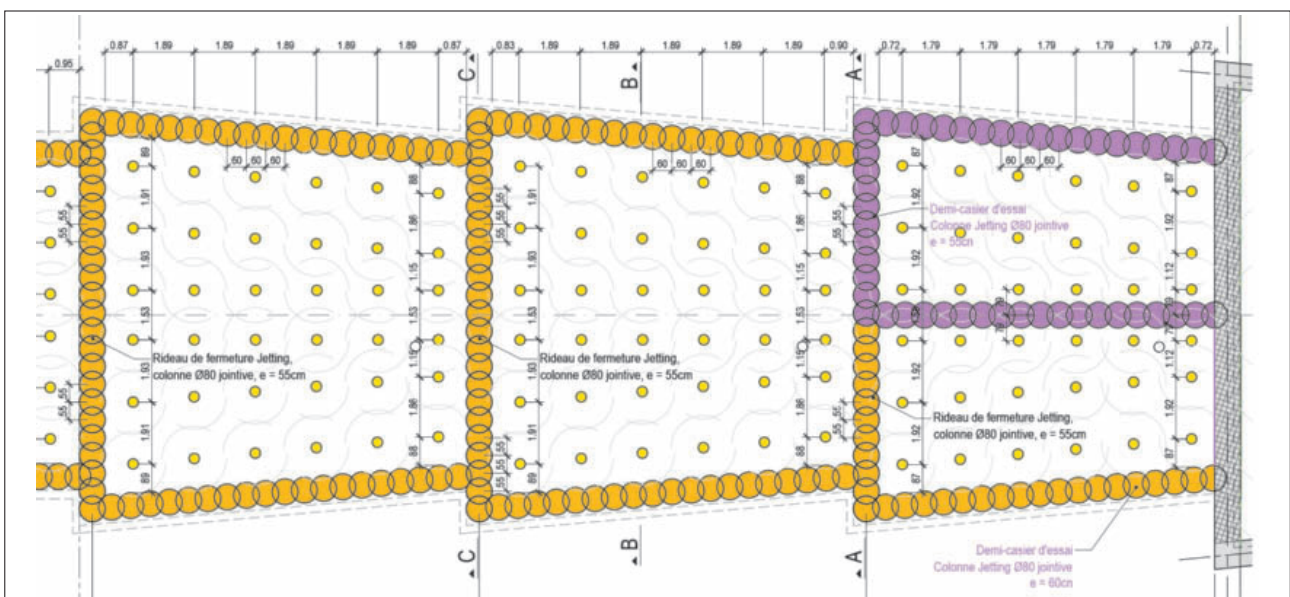
Excavation of the first segment for about 100 m from the Carouge technical offices was completed as a Type B divided section so as to enable processing of the ground beneath the water table. The pre-support consisted of umbrella arches in metal pipes sealed with poured cement, 16 m long for every 12 m excavated. Comparative tests of selective grouting against filling grouting did not reveal significant differences between coating the pipes and permeation of the adjacent ground. This may be explained by the fact that the former alluvial deposits were preconsolidated by the Rhône glacier and are very dense, so that traditional grouting was preferred for the ongoing work, with the following criteria for the instructions, using two injection valves every 50 cm along the pipes:

- Criteria 1:
 - Max. pressure: 35 bar, or
 - max. volume: 900 litres; if this volume is reached without the pressure rising to 15 bar, then apply Criteria 2,

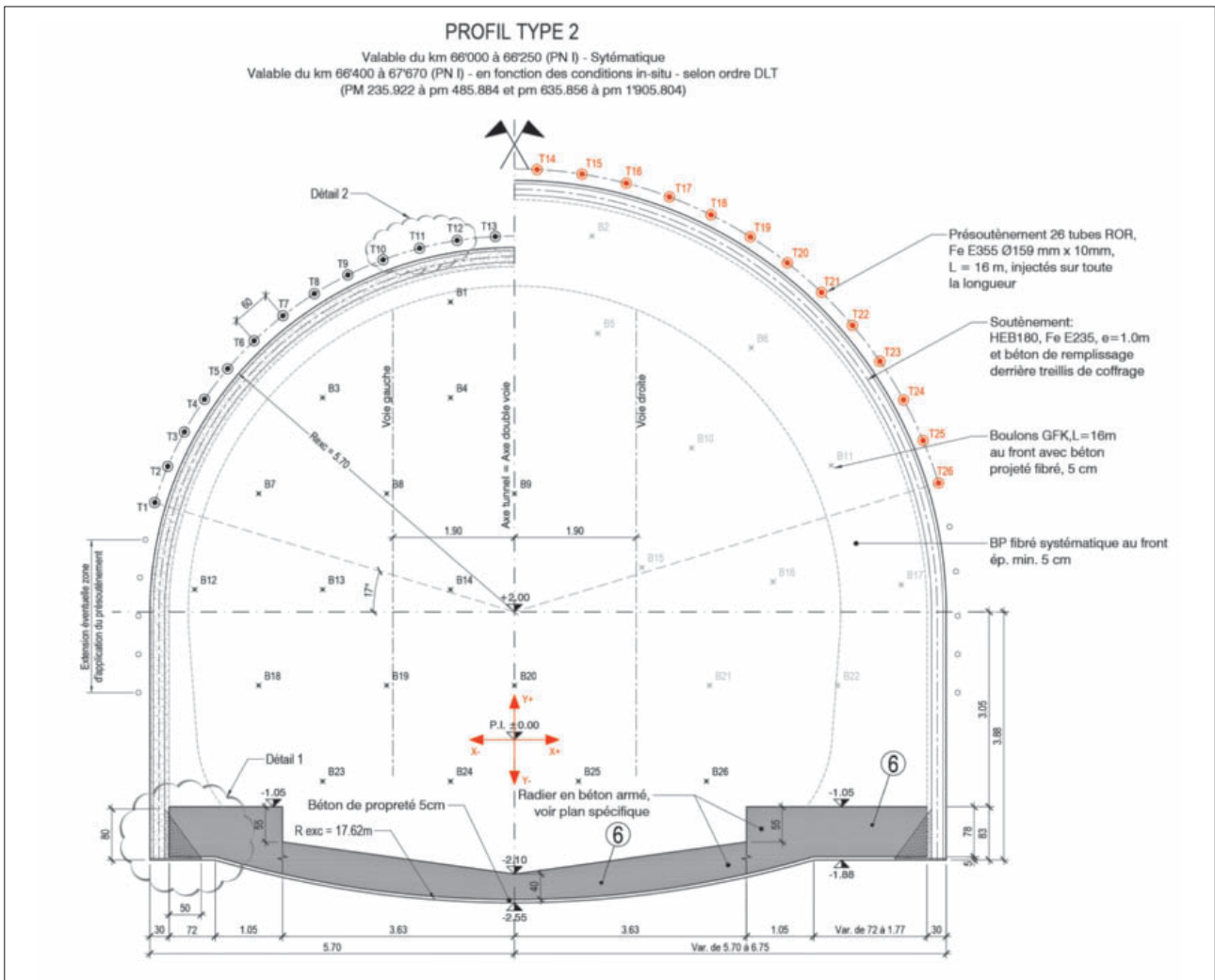


Quelle/credit (3): Ceva

5 Profil type 5 – soutènement
Type 5 Section – Support



6 Profil type 5 – casier du jetting
Type 5 Section – Jet-grouted partition



7 Profil type 2 – soutènement
 Type 2 Section – Support

- critères 1 :
 - Pression max: 35 bars, ou
 - Volume max: 900 litres, si ce volume est atteint sans que la pression ne soit montée à 15 bars, alors les critères 2 sont applicables,
- critères 2 :
 - Pression max: 15 bars, ou
 - Volume max: 1700 litres.

- Criteria 2:
 - Max. pressure: 15 bar. or
 - max. volume: 1700 litres.

La consolidation du front est assurée par des ancrages en fibres de verres tubés de 76 mm de diamètre extérieur et 60 mm intérieur. Ce nouveau type d'ancrage avait largement été présenté lors du Swiss Tunnel Colloquium 2014.

Consolidation of the face is provided by cased fiberglass ground anchors of 76 mm external diameter and 60 mm internal diameter. This new type of anchor had been broadly described at the 2014 Swiss Tunnel Colloquium. The crown support was provided by HEB 180 roof arches and concrete poured behind the square mesh grid.

Le soutènement de la calotte a été réalisé par des cintres HEB 180 et du béton coulé derrière un treillis de coffrage.

Before constructing the bench, jet-grouted tangent piles of 80 cm diameter were installed so as to form partitions (Fig. 6). The bottoms of these partitions are being grouted with cement so as to seal the various compartments for the future excavation of the bench. A trial pit excavated from the crown down to the level of the bench enabled the measurement of a water inflow of about 330 litres per minute between the construction of the jet-grouting columns and grouting of the bottoms of the partitions. At the time of writing, the grouting work has barely begun and

Avant la réalisation du Stross, des colonnes de jet sécantes de 80 cm de diamètre ont été réalisées afin de créer des casiers (Figure 6). Le fond de ces casiers sont en cours

d'injection au coulis de ciment afin d'étancher les différents compartiments pour l'excavation future du stross. Un essai sur une fouille excavée jusqu'au niveau du stross depuis la calotte, a permis de mesurer une arrivée d'eau d'environ 330 litres par minute entre la réalisation des colonnes de jetting et l'injection du fond des casiers. A l'heure où ces lignes sont rédigées, les travaux d'injection ont à peine démarré et n'ont pas encore permis de réaliser un comparatif avec une fouille creusée dans du terrain injecté. Des calculs ont estimé que ces mesures constructives d'étanchéifications devraient permettre de réduire les arrivées d'eau à environ 30 litres par minute et ainsi offrir des conditions adéquates pour réaliser les travaux d'étanchéité et de béton armé qui sont prévus dans cette zone début 2017.

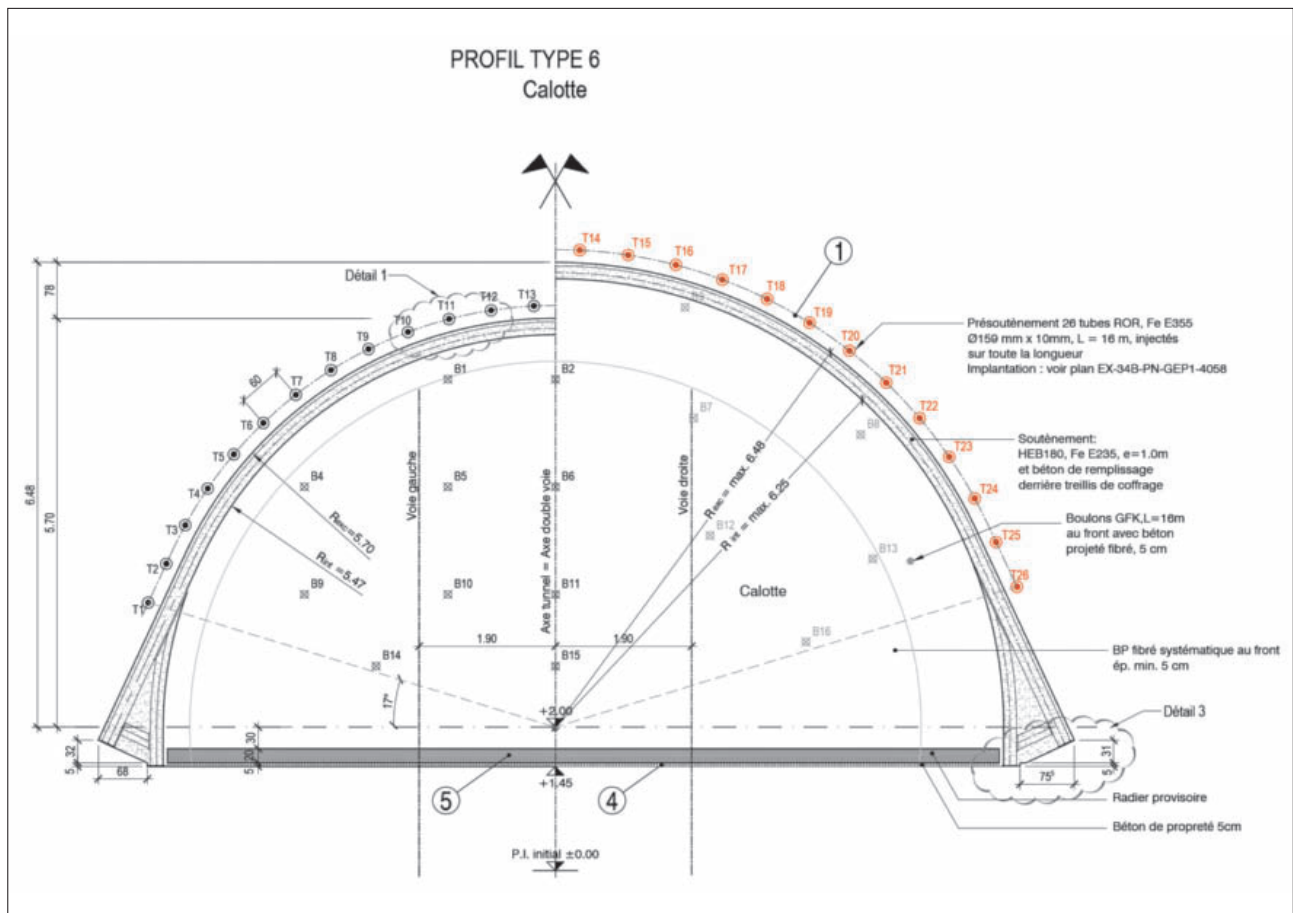
4.3 Dans les alluvions hors nappe: Profil Type 6

Plus des deux tiers de la longueur du tunnel se trouvent donc dans des alluvions anciennes. Le projet d'exécution prévoyait pour le profil type 2 une excavation en pleine section avec des pas d'avancement mètre par mètre (Figure 7). Le pré-soutènement, le soutènement et les mesures pour stabiliser le front sont de mêmes natures que ceux définis pour le tronçon vu précédemment (PT5). Après les premières étapes d'avancement de la calotte réalisées en PT5

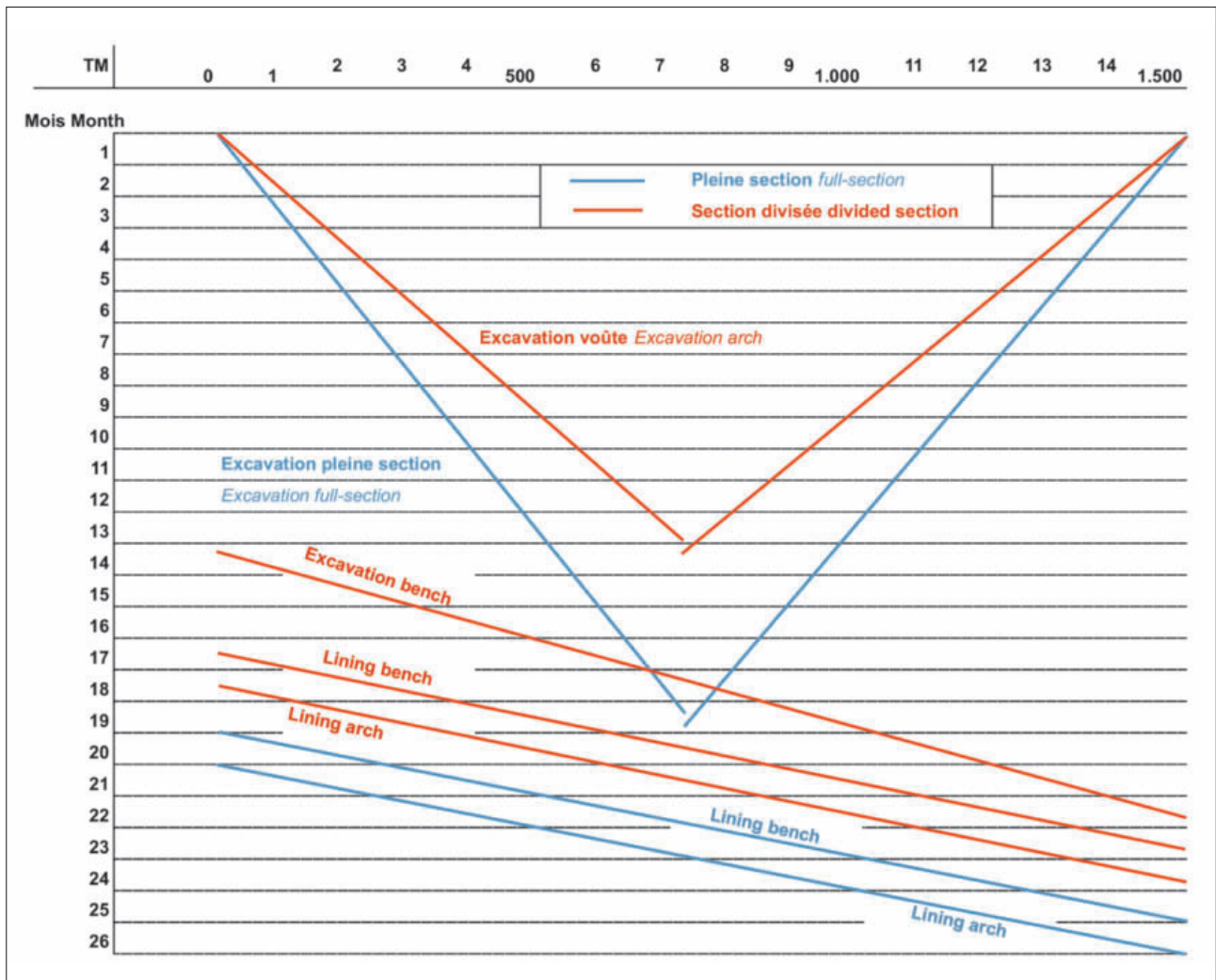
has not yet enabled a comparison with a trial pit excavated in grouted ground. Calculations have estimated that these waterproofing construction measures should enable a reduction of water inflow to about 30 litres per minute and thereby provide adequate conditions for carrying out the waterproofing and reinforced concrete work scheduled in this area for early 2017.

4.3 In the alluvial Deposits above the Water Table: Type 6 Section

More than two thirds of the length of the tunnel is located within old alluvial deposits. The construction project proposed a full-section excavation for the Type 2 Section, with metre-by-metre advances (Fig. 7). The pre-support, support and measures for stabilizing the face are similar in nature to those described for the section considered above (Type 5 Section). After the first steps of advancing the crown performed with a Type 5 Section (see previous paragraph) and the experience acquired from the ground behaviour encountered, the company proposed to continue excavation of the tunnel in the alluvium above the water table as a divided crown/bench section instead of a full section, and so offered a variant (Fig. 8), which was adopted by all participants in the project. The advantages of this option mainly lie in the reduction of the number of ground anchors in the



8 Profil type 6 – soutènement
Type 6 Section – Support



9 *Planning comparatif entre la pleine section et la section divisée*
Comparison of full-section and divided section solutions

(cf paragraphe précédent) et l'expérience acquise dans le comportement du type de terrain rencontré, l'entreprise a proposé de poursuivre l'excavation du tunnel dans les alluvions hors nappe en section divisée calotte/stross au lieu de la pleine section, et a ainsi présenté une variante (Figure 8) qui a été retenue par tous les intervenants du projet. Les avantages de cette solution résident principalement dans la réduction du nombre des ancrages du front, du nombre des tubes de voûtes parapluies qui ne redescendent plus dans les pieds droit, et dans le fait de réaliser des ouvertures de 2 mètres en demie section, contre 1 mètre en pleine section, ce qui divise par 2 les quantités de béton projeté à mettre en œuvre au front. Cela a pour conséquence d'augmenter les cadences d'avancement et ainsi permettre le percement du tunnel avec quelques mois d'avance. Il reste cependant encore à excaver le stross (par pas de 2 mètres) mais cette avance permet de finaliser l'excavation par un front unique, et en parallèle de réaliser les travaux de revêtement. Au final c'est un gain en terme financier et en terme de planning qui peut être réalisé grâce à la section divisée. La Figure 9 et le tableau 2 illustrent ce comparatif.

face, the number of pipes in the umbrella arches, which no longer come straight back down into the foot, and in being able to make two-metre openings in half section, versus one metre in full section, which halves the quantity of shotcrete employed at the face. This results in an increased rate of advance and thus enables the excavation of the tunnel to be completed a few months sooner. However, the bench still has to be excavated (in two-metre steps) but this advance allows the excavation to be completed with a single face, with simultaneous performance of lining work. Altogether, the divided section provides a gain both in financial terms and in terms of scheduling. Fig. 9 and Table 2 illustrate this comparison.

In addition, this variant has the advantage of reducing the height of the face at the end of the umbrella-arch step from 11.3 to 7 m, which cuts down the risks associated with the stability of the face and considerably reduces the time that miners are exposed at the face, because there are no cross-braces to install in the crown excavation phase.

Méthode Method	longueur length [m]	rendement [m/j] advance [m/d]	front face	durée [mois] duration [months]	durée totale [mois] total duration [months]	
					Pleine section/ Full-section	Section divisée/ Divided section
Pleine section/Full-section	1.500	2,00	2	18,8	18,8	
Demie section/Half section						
calotte/crown	1.500	2,80	2	13,4		13,4
stross/bench	1.500	9,00	1	8,3		8,3
Revêtement/Lining	1.500	12,00	1	6,3	6,3	
Décalage stross puis radier/ Time lag bench vs. invert						1,0
Décalage radier puis voûte/ Time lag invert vs. arch					1,0	1,0
	Durée totale [mois]/Total duration [months]				26,0	23,7

Tableau 2 Comparaison des durées d'exécution entre la pleine section et la section divisée

Table 2 Comparison of construction time between full section and divided section

De plus cette variante a l'avantage de réduire de 11,30 à 7,00 mètres la hauteur du front en fin d'étape de voûte parapluie, ce qui diminue les risques liés à la stabilité du front et réduit considérablement le temps d'exposition des mineurs au front du fait qu'il n'y a pas d'étrépillons à poser dans la phase d'excavation de la calotte.

Pour l'excavation du stross, différentes solutions ont été analysées, soit en réalisant des colonnes de jetting sous l'élargissement des cintres de la calotte pour augmenter la cohésion du terrain, soit en mettant en œuvre de micropieux pour reprendre les efforts transmis par les cintres. L'objectif aurait été de réaliser des étapes de 4 ou 6 mètres. Face aux coûts des différentes solutions, à comparer avec le gain en terme de planning, c'est au final une limitation de l'ouverture à 2 mètres qui a été retenue sans mesures particulières pour reprendre les efforts dans les cintres.

A noter que cette solution de la demie section n'est possible dans ce tunnel qu'en raison de la compacité très grande du terrain rencontré et du fait qu'une fermeture rapide du soutènement en radier (cintre + béton) n'est pas nécessaire.

4.4 Revêtement: Profil Normal I, II et III

Le revêtement en béton du tunnel est constitué d'un radier armé, d'une amorce de voûte, et de la voûte.

Pour l'étanchéité du Tunnel, 3 zones sont considérées :

- proche du Val d'Arve où la nappe phréatique est haute : étanchéité périphérique complète constituée d'un lé de FPO de 2 mm d'épaisseur,
- étanchéité de la voûte et drainage du radier dans les argiles et sous le passage du cours d'eau de la Drize,
- étanchéité partielle (nappe à excroissances) au droit des joints de bétonnage de la voûte et drainage du radier dans les alluvions,

For the excavation of the bench, various options were examined; either by creating jet-grouting columns under the widening of the roof arches of the crown to increase the stability of the ground, or by using micropiles to take up the forces transmitted by the roof arches. The objective would be to have steps of four or six metres. Considering the costs of the various options, compared with the gain in terms of scheduling, a two-metre limit on the opening time was ultimately adopted, with no special measures to take up the stresses in the roof arches.

Note that this half-section option is only possible in this tunnel because of the very great compaction of the ground encountered, and the fact that rapid closure of the bench support (roof arch + concrete) is unnecessary.

4.4 Lining: Standard Sections I, II, and III

The concrete lining of the tunnel comprises a reinforced invert, an initial section of arch, and the arch.

As regards the sealing of the tunnel, three zones are distinguished:

- Near Val d'Arve where the water table is elevated: full peripheral waterproofing consisting of 2 mm thick FPO panel wrap,
- Waterproofing of the arch and drainage of the invert into the clays and beneath the Drize stream crossing,
- Partial waterproofing (water table with outliers) at joints in the concreting of the arch and drainage of the invert into the alluvium.

Studies currently under way are examining a possible natural rise in the Geneva water table during the next fifty years. This would affect the tunnel section. Before construction of the tunnel lining, a decision will be taken regarding the provision of additional waterproofing in the invert over a section whose length remains to be defined, so as to prepare for this development and to increase the life of the structure.

Des études actuellement en cours analysent une possible remontée naturelle de la nappe du Genevois dans les cinquante prochaines années. Elle interférerait ainsi avec la section du tunnel. Avant la réalisation du revêtement du tunnel, décision sera prise quant à la mise en œuvre d'une étanchéité supplémentaire en radier sur un tronçon dont la longueur reste à définir afin d'anticiper ce phénomène et d'augmenter la pérennité de l'ouvrage.

5 Contraintes d'exécution

Pour un tel projet les contraintes d'exécution sont innombrables. La liste suivante n'en est qu'un bref aperçu :

- travail en 3 postes en milieu urbain :
 - contrainte horaire sur les places d'installations, les travaux de construction très bruyants étant limités à 8 heures par jour (7 à 12 heures et 14 à 17 heures), et les travaux en surface et l'évacuation des matériaux de 7 à 12 heures et de 13 à 19 heures,
 - propagation de bruits solidiens à toutes heures ce qui causent des gênes aux riverains, et cela en l'absence de base légale particulière régissant la protection contre les vibrations et le son solidien en phase de construction,
- accès à une extrémité du tunnel par un puits pendant environ deux ans, avant que l'ouvrage voisin ne permette un accès direct à l'extérieur,
- Etant donné que toute activité en surface est interdite entre 19 heures et 7 heures du matin, il faut stocker en sous-terrain les déblais d'excavation de la nuit et les reprendre le lendemain matin,
- Pour ces mêmes raisons, il faut aussi stocker une quantité suffisante de béton la nuit pour assurer une continuité de l'activité, et prendre toutes les mesures adéquates pour maintenir le béton à des températures qui permettent sa mise en œuvre malgré les températures froides qui sévissent en hiver.

6 Problèmes particuliers rencontrés

A ce jour le chantier a rencontré deux problèmes majeures :

- Application du béton projeté par voie humide sur les alluvions : Les alluvions anciennes ont été pré-chargées par le glacier du Rhône et sont de ce fait « sur consolidées ». Durant les travaux de creusement, des décompressions et des soulagements ont lieu le long des surfaces d'excavation (au front et en voûte) qui induisent une perte soudaine de la cohésion technique. Lors de la mise en œuvre de béton projeté en calotte et sur le front pour réaliser la protection des travailleurs, l'impact que provoque la projection du béton sur les alluvions cause de nombreux détachements spontanés de terrain (surexcavation) ainsi que des éboulements locaux. Pour solutionner ce problème de nombreux essais ont été effectués en testant différents types de béton projeté en variant sur les paramètres suivants : type et quantité de ciment, type et quantité d'accélérateurs et d'adjuvants, dosage en sable. Au final aucune recette miracle n'a été trouvée et le meilleur moyen d'assurer

5 Constraints on Construction

The constraints for a project of this nature are innumerable. The following list is only a brief survey:

- Three-shift operation in an urban environment :
 - Scheduling constraints on the locations of facilities, the noisiest construction being limited to eight hours a day (7 to 12 and 2 to 5), and surface work and the removal of materials from 7 to 12 and from 1 to 7,
 - Propagation of structure-borne noise, which may inconvenience residents, at any time even without a special legal basis for regulating protections against vibration and structure-borne sound during the construction phase,
- Access to one end of the tunnel via a shaft for about two years until the adjacent structure allows direct access to the exterior,
- Given that any above-ground activity is prohibited between 7 pm and 7 am, all excavated material must be stored underground overnight and removed the next morning,
- For the same reasons an adequate stock of concrete has to be provided at night to enable continuous working, and all necessary steps taken to keep the concrete at temperatures which allow it to be used, in spite of the cold winter temperatures.

6 Special Difficulties encountered

The construction works have so far encountered two major problems:

- Application of wet shotcrete to the alluvium: The old alluvial deposits were pre-loaded by the Rhône glacier and have thus become over-consolidated. During excavation work, decompression and relief has taken place along the excavation surfaces (at the face and in the arch), resulting in sudden loss of technical cohesion. During the application of shotcrete to the crown and the face to provide protection for the workers, the impact of concrete projected onto the alluvium often causes spontaneous detachment of the ground (over-excavation) as well as local rock falls. To solve this problem, a large number of tests were carried out to compare various types of shotcrete while varying the following parameters: type and amount of cement, type and amount of accelerators and additives, and proportion of sand. Ultimately no miracle solution was found, and the best means of ensuring the 5 cm required is to take great care during its application, while observing general principles, and in particular :
 - Application in successive passes from bottom to top in order to reach a thickness of 5 cm,
 - Positioning the spray nozzle at a distance that does not allow the ground to be washed out.
- Dry-mix spraying was also tested. Although the damage was less severe this option was not adopted, in particular considering the quantities to be employed, because of the dust released by dry spraying.

les 5 cm requis est d'être très soigneux lors de la mise en œuvre en respectant les principes généraux, notamment :

- application par passes successives de bas en haut pour atteindre l'épaisseur de 5 cm,
- positionner la lance de projection à une distance qui ne permette pas de raviner le terrain,

La projection par voie sèche a également été testée. Même si le phénomène constaté est de moindre amplitude, cette solution n'a pas été retenue notamment, au vu des quantités à mettre en œuvre, en raison de la poussière que dégage la voie sèche.

- Fibres métalliques du béton projeté dans les matériaux d'excavation : Les alluvions de Genève sont réputées pour leurs qualités à fournir d'excellents matériaux pour la fabrication de béton. Malheureusement les fibres métalliques du béton projeté viennent souiller ces déblais qui deviennent impossibles à traiter avec une efficacité totale. Malgré la pose d'un nombre raisonnable d'aimants sur les bandes transporteuses et le passage répété dans la chaîne de traitement, il reste inévitablement des fibres dans toutes les différentes coupures concassées, incompatibles avec les exigences d'une centrale à béton qui doit fournir des bétons certifiés. Ainsi les près de 200 000 m³ de matériaux d'excavation valorisables sont réutilisés pour fabriquer de la grave II et sont utilisés essentiellement pour des remblais et des coffres routiers.

7 Etat des travaux

En janvier 2016, l'excavation de la calotte venait de passer le cap symbolique des 1000 mètres. Un percement du tunnel est prévu fin 2015 ou début 2016.

L'excavation du stross démarrera dans la foulée et les travaux de béton s'enchaîneront avec la réalisation du radier, de la voûte et des banquettes. Les travaux de génie civil devront être finalisés au printemps 2017 et laisser la place à ceux de la technique ferroviaire. Une ouverture du trafic est prévue fin 2019.

8 Conclusions

La construction d'un tunnel fascine toujours autant. L'émerveillement que suscite la visite d'un ouvrage souterrain, notamment par les non-initiés et dont cela est la première fois, en est un témoignage permanent. Il ne faut cependant jamais perdre de vue que c'est un métier dangereux dont il faut en permanence minimiser, limiter et contrôler les risques.

Un des risques permanents est l'éboulement qui peut se produire au front. Un des remèdes pour protéger les ouvriers est de limiter l'exposition au front. L'exécution du tunnel en section divisée permet de réduire ce temps d'exposition de par le fait que l'étrépillon, généralement indispensable dans les terrains meubles en pleine section, n'est dans le cas présent de la section divisée pas nécessaire pour la calotte, ce qui limite le temps passé au front à la seule pose des pieds

- Metal fibres from the shotcrete found in the excavated materials: The Geneva alluvial deposits are renowned for providing excellent materials for the manufacture of concrete. Unfortunately, the metal fibres in shotcrete tend to contaminate the muck, which becomes impossible to process with complete effectiveness. In spite of placing a reasonable number of magnets on the conveyor belts, and repeated passes through the processing circuit, fibres never fail to turn up in all the various crushed fractions – incompatible with the requirements of a concrete plant which has to supply certified concrete. Thus the nearly 200,000 m³ of recyclable excavated materials are reused to make Grade II sand-gravel aggregate, and are used mainly for backfill and highway gravel bins.

7 Status of Work

In January 2015, excavation of the crown had just passed the symbolic marker of 1,000 m. Breakthrough of the tunnel is scheduled for late 2015 or early 2016. Excavation of the bench will begin soon after and concreting will proceed along with completion of the invert, the arch, and the benching. The civil engineering works should be finished in spring 2017 and will be followed by railroad construction. The tunnel is expected to be open for traffic by the end of 2019.

8 Conclusions

Tunnel construction remains as fascinating as ever. The wonder aroused by a visit to an underground operation, especially for the uninitiated for whom it is their first time, is an unforgettable experience. Nevertheless, we must never overlook the fact that this is a dangerous occupation whose hazards must be continuously controlled, restricted, and minimized.

Among the continuing risks are the rock falls that can occur at the face. One of the solutions to protect workers is to limit their exposure to the face. Construction of the tunnel as a divided section enables this exposure time to be shortened because the cross-brace, which is normally indispensable in unconsolidated ground in full-section tunnels, is unnecessary for the crown in the present case (divided section), which limits the time spent at the face to just installing the feet of the roof-arch uprights. Moreover, in this area the thickness of the concrete sprayed on the face was strengthened to 10 cm instead of the planned 5 cm, following localised rock falls, which caused no harm.

Regarding the adhesion of wet-sprayed concrete to alluvium, it should be noted that the presence of pre-support, in this case the umbrella-arch pipes, provides reliable and regular reinforcement, which enables the implementation of a shotcrete support. Although instances of scouring of the alluvium are found here and there between the arch pipes, the steel pipes enable the creation of mini-arches and thereby the formation of a protective shell. Applica-

droits du cintre. Dans cette zone l'épaisseur du béton projeté du front a par ailleurs été renforcée à 10 cm au lieu des 5 cm prévus, suite à des éboulements locaux qui n'ont pas causé de préjudice.

Pour l'adhérence du béton projeté par voie humide sur les alluvions, il faut noter que la présence du pré-soutènement caractérisé ici par les tubes de voûtes parapluie offre un support régulier fiable qui permet la mise en œuvre du soutènement par béton projeté. Même si entre les tubes des voûtes il est encore constaté ici et là le phénomène d'affouillement des alluvions, les tubes en acier permettent de créer des mini voûtes et de constituer ainsi une coque de protection. Sur le front vertical, l'application du béton projeté de bas en haut est la meilleure garantie pour recouvrir toute la surface.

Concernant la méthode d'excavation adoptée en demie section calotte stross pour l'ensemble du tunnel, elle représente une situation gagnant-gagnant pour tous les aspects planning, coûts, et sécurité. Le fait de réduire de plus de 4 mètres la hauteur du front en terrain meuble, permet de mieux appréhender tout ce qui se passe en calotte, et offre une perspective sécurisante pour les ouvriers.

tion of shotcrete to the vertical face from the bottom upwards is the best guarantee of complete coverage of the surface.

Concerning the crown/bench half-section method of excavation adopted for the whole tunnel, this represents a win-win situation from every viewpoint: planning, cost and safety. The reduction of the height of the face in unconsolidated ground by more than four meters enables a better understanding of everything that is happening in the crown, and offers a reassuring view for the workers.

Référence/Reference:

[1] www.ceva.ch

Stefan Graf, Dipl. Ing. ETH/SIA, Wirtschaftsingenieur FH, Gesamtprojektleiter A5 Westast, Tiefbauamt des Kantons Bern

Der A5 Westast

Herausforderung für Bauherr, Planer und Unternehmer

Der Bieler Westast ist das letzte noch zu realisierende Teilstück der A5 zwischen Luterbach (SO) und Yverdon-les-Bains in der Schweiz. Die 5 km lange Strecke verläuft zu 90 % in Tunnels. Im September 2014 hat der Bundesrat das generelle Projekt genehmigt. Zurzeit erarbeitet der Kanton Bern das Ausführungsprojekt. Der Baubeginn ist für das Jahr 2020 vorgesehen. Die Bauzeit wird 12–15 Jahre betragen.

The A5 West Branch

A Challenge for Client, Designers and Contractors

The Biel west branch (Bieler Westast) is the last remaining section of the motorway A5 between Luterbach (SO) and Yverdon-les-Bains in Switzerland. The section is 5 km long and 90 % runs through tunnels. The Swiss Federal Council approved the overall project in 2014. At the moment, the Canton Bern is working on the design for construction, and works are intended to start in 2020. The construction period will be 12–15 years.

1 Einleitung

Mit der Umfahrung von Biel wird eine der letzten Lücken im Schweizer Nationalstrassennetz geschlossen: die Verbindung von Solothurn nach Yverdon, genannt A5. Das rund 10 km lange Teilstück rund um Biel verbindet die A5 zudem mit der A16 Transjurane und der Autobahn T6 Richtung Bern.

Die Autobahnumfahrung von Biel ist unterteilt in einen West- und einen Ostast. Der Ostast ist die Verbindung zwischen dem heutigen Autobahnende im Osten von Biel, dem so genannten Bözingenfeld, und der Verzweigung im Brüggmoos.

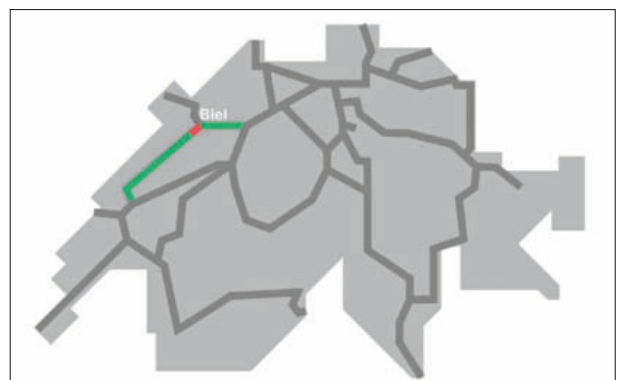
Der Ostast ist seit 2007 in Bau. Er besteht hauptsächlich aus den beiden zweiröhriigen Tunneln Büttenberg und Längholz sowie dem Verzweigungs- und Anschlussbauwerk Brüggmoos. Alle vier Tunnelröhren wurden mit einer Tunnelbohrmaschine mit Erddruckschild von 12,6 m Durchmesser aufgeföhren. 2017 soll dieser Autobahnabschnitt fertiggestellt und dem Verkehr übergeben werden. Damit werden die Hochleistungsstrassen A5 Biel–Solothurn, T6 Biel–Bern und die A16 Transjurane miteinander verbunden sein.

Der Westast bildet die Verbindung zwischen Brüggmoos und der bestehenden A5 Bielerseestrasse am linken Ufer. Er verläuft vierspurig unterirdisch vom Brüggmoos durch das Weidteilequartier zum neuen Anschluss Biel-Zentrum. Weiter führt er durch den Tunnel City zum Halbanschluss Seedorstadt. Die vier Fahrspuren sind so konzipiert, dass ab Tunnelportal Brüggmoos die linke Fahrspur für den Fernverkehr

1 Introduction

The Biel west branch is a great challenge for client, designers and contractors. The two cut-and-cover tunnels and the junctions will be built in very heterogeneous ground and below the groundwater table. The alignment runs through built-up areas and meets various other transport routes, which have to be maintained without obstruction for the entire construction period.

The Westast project also includes an approach road 2 km long on the right-hand shore of Lake Biel with the Port Tunnel and a new bridge over the Nidau-Büren Canal. The total cost of the west branch project is budgeted at 2 billion CHF.



Quelle/credit: Tiefbauamt des Kantons Bern

1 Das Schweizer Nationalstrassennetz, Grüne Markierung: A5 in Betrieb; rote Markierung: A5 in Bau oder Planung
The Swiss national road network, Green marking: A5 in operation; red marking: A5 under construction or design

La branche Ouest de la A5

Un challenge pour le maître d'ouvrage, les ingénieurs et les entreprises

La branche Ouest du contournement de Bienne est la dernière partie de l'A5 encore à réaliser entre Luterbach (SO) et Yverdon-les-Bains. Le tracé de ce tronçon, long de 5 km, est composé à 90 % de tunnels. Le projet général a été approuvé par le Conseil fédéral en septembre 2014. Actuellement, le canton de Berne élabore le projet définitif. Le début des travaux est prévu pour 2020. Le chantier durera de 12 à 15 ans.

L'axe Ouest de Bienne est un grand défi pour le maître d'ouvrage, les concepteurs et les entreprises de construction. Les deux tunnels à ciel ouvert et les jonctions seront construits dans un terrain très hétérogène et dans la nappe phréatique. Le tracé traverse une zone construite et affecte différents modes de transport. Leur fonctionnement devra être maintenu pendant toute la durée du chantier. L'axe Ouest comprend aussi la bretelle de raccordement de 2 km sur la rive droite du lac de Bienne, avec le tunnel de Port et un nouveau pont sur le Canal de Nidau-Büren.

Le coût total de la branche Ouest est budgété à hauteur de 2 milliards de CHF.

Il ramo ovest della A5

Una sfida per appaltatore, progettista e impresario

Il ramo ovest dell'autostrada di Biel è l'ultima tratta della A5 tra Luterbach (SO) e Yverdon-les-Bains. Il percorso di 5 km si sviluppa per il 90 % in galleria. Il consiglio federale ha approvato il progetto generale nel settembre 2014. Attualmente è il cantone di Berna a dirigere questo progetto. L'inizio dei lavori è previsto per il 2020. La durata dei lavori prevista è di 15-20 anni.

Per l'appaltatore, i progettisti e le imprese costruttrici il ramo ovest dell'autostrada di Biel è una grande sfida. I cantieri della galleria e i raccordi autostradali sono situati su un'area edificabile molto eterogenea e nell'acqua di falda. Il tracciato attraversa un'area edificata e lambisce vari tipi di linee di trasporto. Il loro funzionamento va garantito durante tutto il periodo dei lavori. Del ramo ovest fa anche parte un raccordo lungo 2 km del lato destro del lago di Biel con il Porttunnel e un nuovo ponte sul canale di Nidau-Büren.

Il costo totale del ramo orientale viene finanziato con 2 miliardi di CHF.

bestimmt ist. Die rechte Fahrspur dient nach dem Prinzip von Spuraddition und -subtraktion als Ein- und Ausfahrts- spur der Anschlüsse Biel Zentrum und Seevorstadt. Anschliessend verläuft die A5 zweispurig durch den Vingeltunnel. Mit dem Halbanchluss Rusel erfolgt der Zusammenschluss mit der bestehenden Autostrasse Richtung Neuenburg.

Für Bauherr, Planer und Bauunternehmungen ist der Bieler Westast eine grosse Herausforderung. Die beiden Tagbautunnel und die Anschlüsse kommen in sehr heterogenem Baugrund und in Grundwasser zu liegen. Die Linienführung verläuft durch bebauten Gebiet und tangiert verschiedene Verkehrsträger. Deren Betrieb muss während der ganzen Bauzeit aufrechterhalten werden.

Zum Westast gehört auch der 2 km lange Zubringer rechtes Bielerseeufer mit dem Porttunnel und einer neuen Brücke über den Nidau-Büren-Kanal. Die Gesamtkosten des Westastes sind mit 2 Mrd. CHF budgetiert.

2 Herausforderungen für den Bauherren

2.1 Der Westast auf der Kippe

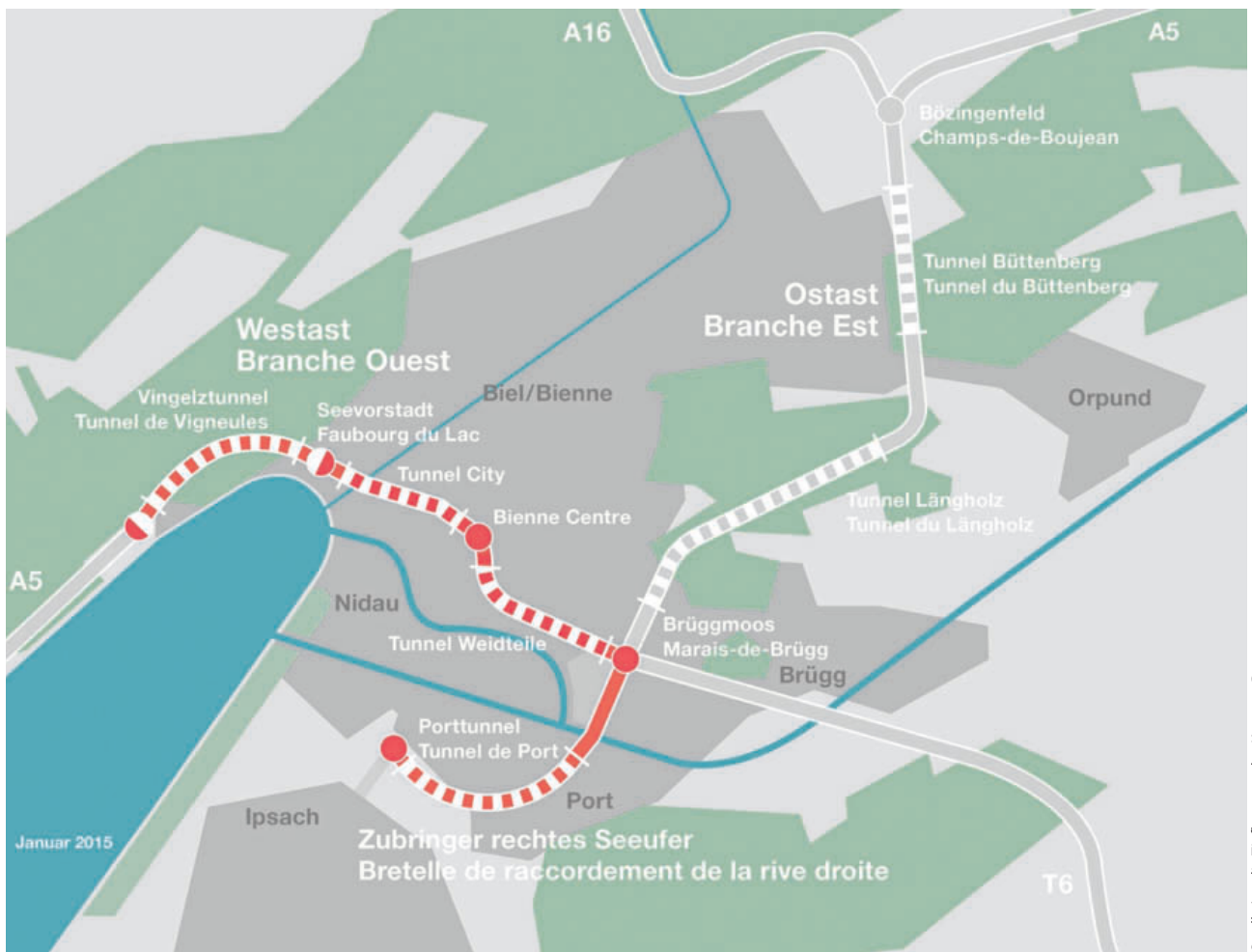
Die ersten Studien einer Autobahnumfahrung der Stadt Biel datieren aus den 50er Jahren des letzten Jahrhunderts. 1960 wurde die A5 von den eidgenössischen Räten ins Nationalstrassennetz aufgenommen. Es folgten unzählige Variantenstudien und Untersuchungen für die Umfahrung Biel. Im Jahr 1999 hat der Bundesrat ein erstes generelles Projekt genehmigt.

The bypass around Biel/Bienne will close the last remaining gap in the Swiss national road network: the link from Solothurn to Yverdon, called the A5. The approx. 10 km long section around Biel also connects the A5 to the A16 Transjurane and the motorway T6 toward Bern.

The motorway around Biel is divided into a west and an east branch. The east branch is the link between the current end of the motorway east of Biel, called the Bözingenfeld, and the fork in Brüggmoos.

The east branch (Ostast) has been under construction since 2007. It essentially consists of the two twin-bore Büttenberg and Längholz Tunnels and the fork and junction structure at Brüggmoos. All four tunnel bores are being driven by an EPB tunnel boring machine of 12.6 m diameter. This section of motorway should be completed and opened for traffic in 2017. This will link the high-capacity roads A5 Biel-Solothurn, T6 Biel-Bern and the A16 Transjurane with each other.

The west branch forms the link between Brüggmoos and the existing A5 Bielerseestrasse on the left-hand shore. It runs underground with four lanes from Brüggmoos through the Weidteilequartier to the new Biel-Zentrum (city centre) junction. It then passes through the City Tunnel to the directional T junction at Seevorstadt. The four lanes are designed so that the left-hand lane is intended for long-distance traffic from the tunnel portal in Brüggmoos, and the right-hand lane provides entrance and exit slip roads for the Biel Zentrum and



Quelle/credit: Tiefbauamt des Kantons Bern

2 Die A5 Umfahrung Biel: Westast (rot), Ostast (grau)
The A5 around Biel: west branch (red), east branch (grey)

mit. Der Westast bestand bei diesem Projekt praktisch aus einem durchgehenden Tagbautunnel, offen geführt waren lediglich die Ein- und Ausfahrtsrampen der Anschlüsse. Das rechte Bielerseeufer wurde mit einem Tunnel, der unter der Zihl und entlang der Altstadt von Nidau führte, unterirdisch an die A5 angeschlossen. Die Ausarbeitung eines Ausführungsprojektes erwies sich in der Folge als schwierig. Diskutiert wurde in erster Linie über den Anschluss Biel-Zentrum.

Ab 2004 wurden als Folge verschiedener Tunnelbrände, z.B. im Mont-Blanc- und im Gotthardtunnel, neue Lüftungsrichtlinien eingeführt. Dabei stellte sich das generelle Projekt Westast als nicht mehr normkonform heraus.

Die Frage zur Verhältnismässigkeit des Westastes und insbesondere des Zentrumsanschlusses entwickelte sich endgültig zu einem Politikum. 2010 beauftragte die Baudirektorin des Kantons Bern eine regionale Arbeitsgruppe unter der Leitung des damaligen Bieler Stadtpräsidenten, eine in der Region konsolidierte Lösung für den A5-Westast zu präsentieren. Die so genannte „Arbeitsgruppe Stöckli“ kam einstimmig zum Schluss, dass die Region den Westast inklusive eines Vollanschlusses in Biel Zentrum will. Der Westast sollte

Seevorstadt junctions on the lane addition and subtraction principle. Finally, the A5 runs with two lanes through the Vingelz Tunnel and then joins the existing motorway toward Neuenburg. The west branch project also includes the approach road on the right-hand shore of Lake Biel with the two-lane Port Tunnel and a new bridge over the Nidau-Büren Canal.

2 Challenges for the Clients

2.1 The West Branch in the Balance

The first studies for a motorway around the city of Biel date from the 1950 s. In 1960, the A5 was adopted by the Federal Assemblies as part of the national road network. There followed numerous studies and investigations for the Biel bypass. In 1999, the Federal Council approved the first overall project. The west branch in this project practically consisted of a continuous cut-and-cover tunnel, with only the slip roads of the junctions in the open air. The right-hand shore of Lake Biel was linked underground to the A5 through a tunnel running under the Zihl and along the old town centre of Nidau. The preparation of a design for construction of this project proved difficult, the main discussion point being the Biel-Zentrum junction.

weitgehend gedeckt verlaufen. Dies würde bedeuten, dass der Westast mit einer Rauchabsaugung und einer aufwändigen Speziallüftung im Bereich der Anschlüsse ausgerüstet werden müsste. Auf die Überdeckung könne verzichtet werden, falls eine städtebaulich überzeugende Lösung vorgelegt werde. Weiter wurde gefordert, das rechte Bielerseeufer neu über einen Porttunnel an die A5 anzuschliessen.

2.2 Eine ausgewogene und konsolidierte Lösung für den Westast

Dem Kanton Bern und der Region Biel ist eine gute städtebauliche Integration der Autobahn wichtig. Im Jahr 2011 wurde deshalb eine Testplanung über den Perimeter Westast durchgeführt. Vier Architektenteams haben Vorschläge ausgearbeitet, wie die A5 ins Stadtgefüge integriert werden kann.

Die Testplanung hat zu einem unerwarteten Ergebnis geführt, nämlich dass eine vollständige Überdeckung der A5 im Anschlussbereich Biel Zentrum keinen nennenswerten städtebaulichen Mehrwert bringe. Auch eine Zweckmässigkeitsbeurteilung (ZMB) kam zu dem Schluss, dass eine durchgehende Überdeckung des Westastes nicht zweckmässig wäre sondern lediglich zu hohen Zusatzkosten führen würde, welchen kein wesentlicher Zusatznutzen gegenüberstünde.

Vielmehr sollen die Lüftungsbedingten Öffnungen und Abstände zwischen den Tunneln städtebaulich und architekto-

After 2004, as a result of various fires in tunnels e.g. the Mont-Blanc and Gotthard Tunnels, new ventilation guidelines were introduced, and the overall west branch project turned out not to comply with the new standards.

The question whether the west branch was reasonable, and particularly the town centre junction then developed into a political hot potato. In 2010, the construction director of the Canton Bern appointed a regional working group led by the then city president of Biel to present a solution for the A5 west branch with acceptance in the region. This working group, the "Arbeitsgruppe Stöckli", reached a unanimous decision that the region wanted the west branch including a full junction in the city centre of Biel, and it should mostly run below ground. This would entail the construction of the west branch with smoke extraction and equipped with expensive special ventilation at the junctions. The covering of the road could be omitted if an acceptable solution could be found for the city. Another demand was to link the right-hand shore of Lake Biel to the A5 through a new Port Tunnel.

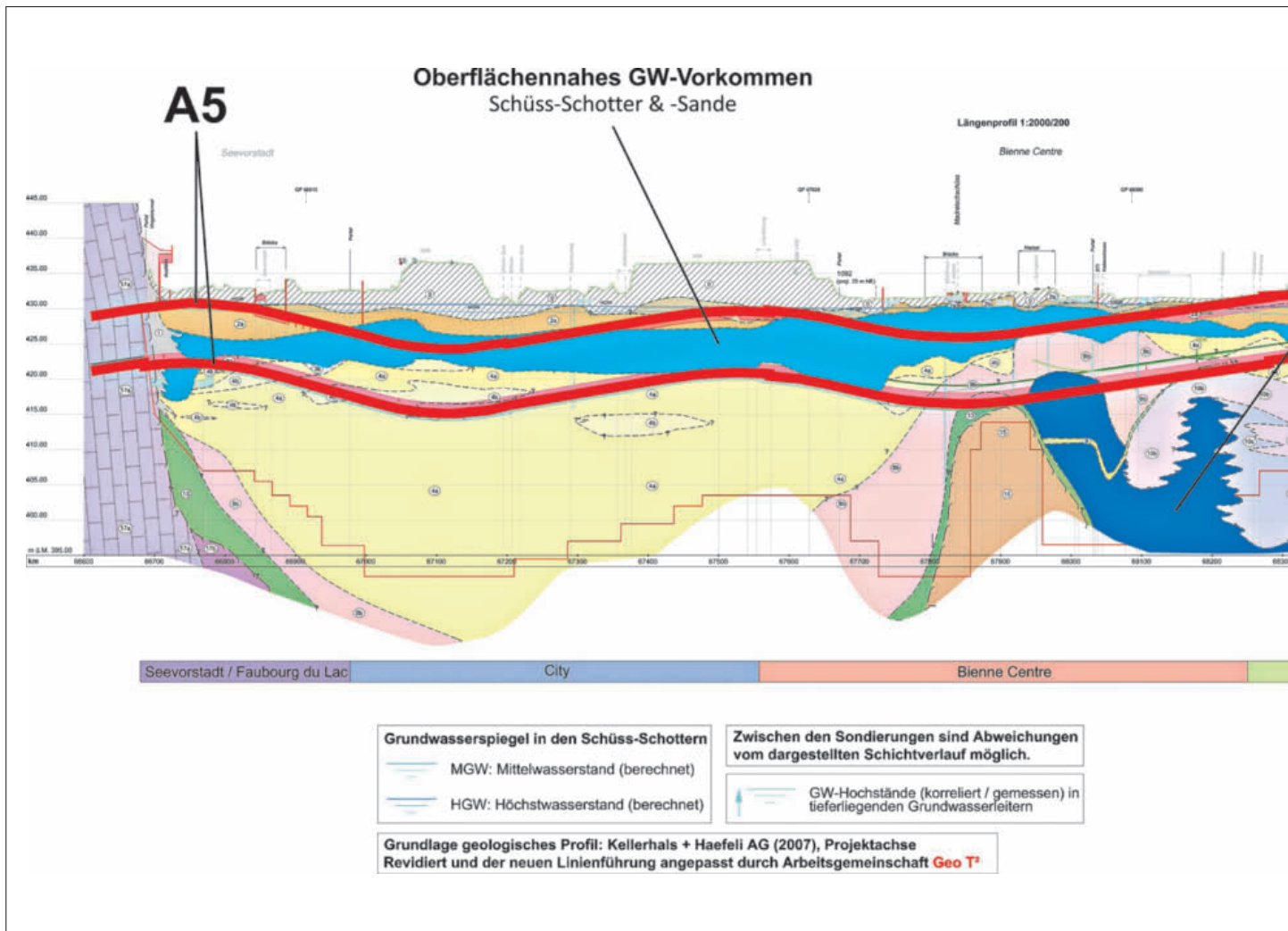
2.2 A balanced and consolidated Solution for the West Branch

Good town planning integration of the motorway is important for the Canton Bern and the Region Biel. In 2011, therefore, trial designs for the perimeter of the west



Quelle/credit: Tiefbauamt des Kantons Bern/Mathys Partner, Mai 2012

3 Der Anschluss Biel-Zentrum (Visualisierung)
The Biel-Zentrum junction (visualisation)



4 Geologisches Profil Geological section

nisch geschickt gestaltet werden. Ein Vorschlag der Testplanung hat die Experten und die regionalen Vertreter speziell überzeugt. Dieser Vorschlag stimmt die Lage des Autobahnanschlusses exakt auf das bestehende Strassennetz ab. Mit einer Neuorganisation des gesamten Gebietes um den Zentrumsanschluss wird die Integration verstärkt. Neue Gebäude entlang der offenen Strecke schützen die dahinterliegenden Wohngebiete vor Lärm und anderen Immissionen.

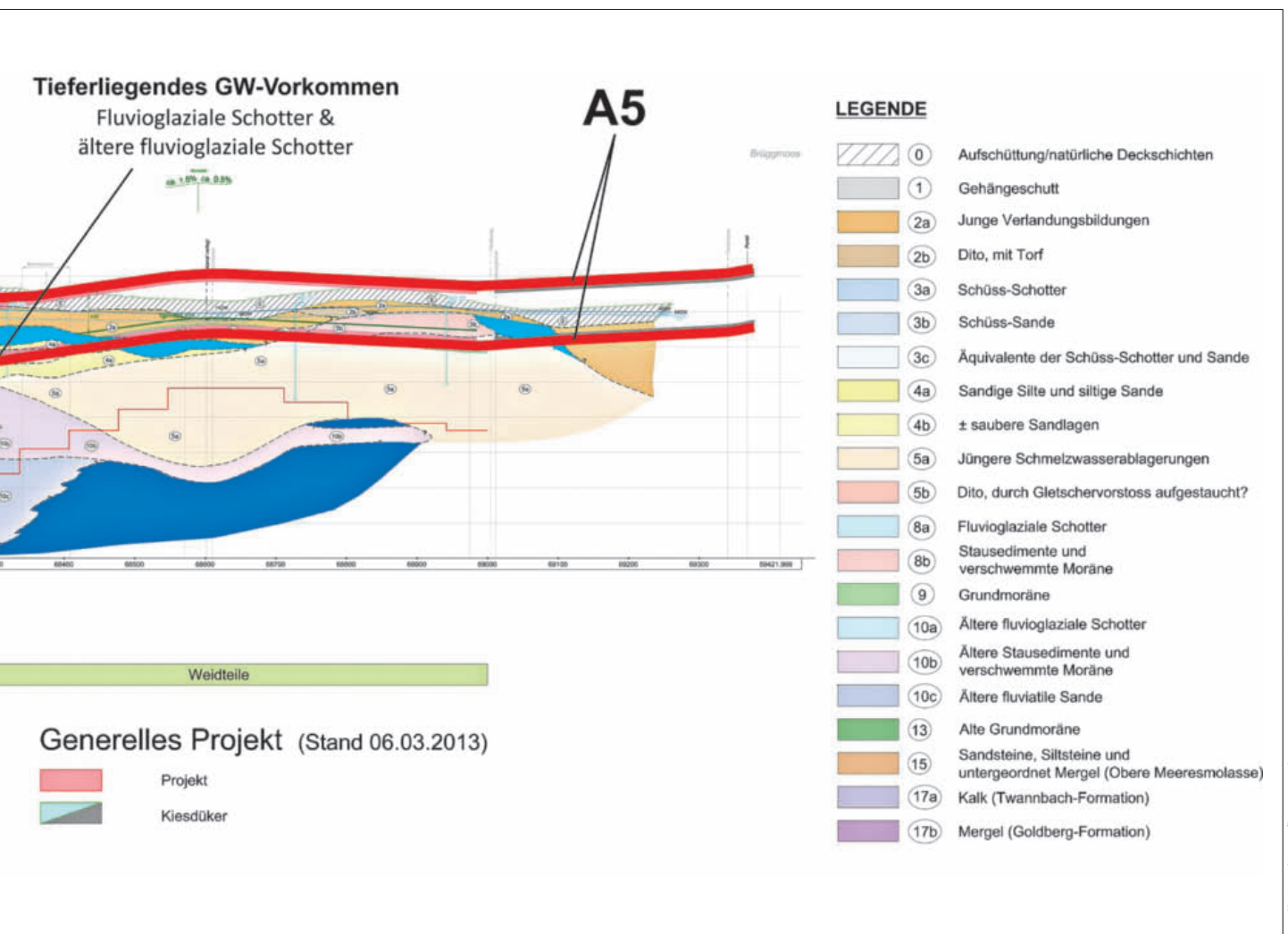
Das ASTRA und das kantonale Tiefbauamt haben sich bereit erklärt, das Nationalstrassenprojekt an das städtebauliche Konzept anzupassen und dabei zu Gunsten einer besseren städtebaulichen Eingliederung auch Mehrkosten in Kauf zu nehmen. Die ortsplanerisch notwendigen Änderungen der kommunalen Nutzungsplanungen werden zurzeit von den beiden Städten Biel und Nidau parallel zum Nationalstrassenprojekt geplant und von diesen nach der Projektgenehmigung umgesetzt.

Weil das Projekt wesentliche Änderungen erfahren hatte, war die Ausarbeitung und Genehmigung eines neuen

branch were carried out. Four teams of architects produced proposals for the integration of the A5 into the urban fabric.

The trial design work had the unexpected result that complete covering of the A5 at the Biel Zentrum junction would not produce any noticeable improvement in town planning terms. A feasibility assessment (ZMB) also came to the conclusion that continuous covering of the west branch would not produce the intended results but only lead to high additional costs, which were not balanced by any significant additional utility.

The openings required for ventilation and the spacing between the tunnels should rather be more subtly designed from the points of view of town planning and architecture. One proposal from the trial design work particularly impressed the experts and the regional representatives. This proposal precisely coordinated the location of the motorway junction with the existing road network. The integration is improved still further with a reorganisation of the entire area



generellen Projektes erforderlich. Dieses gelangte 2012 in die öffentliche Mitwirkung, wo es grundsätzlich positiv aufgenommen wurde. Im September 2014 hat der Bundesrat die generellen Projekte für Westast, Vingeltunnel und Zubringer rechtes Bielerseeufer genehmigt.

Heute liegt eine Lösung für den Westast vor, die über einen Zeitraum von 15 Jahren und unter Einbezug vieler Betroffener entwickelt wurde. Die Lösung ist somit politisch breit abgestützt. Mit der Genehmigung durch den Bundesrat ist der Planungsspielraum klar vorgegeben.

2.3 Weitere Herausforderungen für den Bauherrn

Auch nach den politischen Grundsatzentscheidungen gibt es weitere Herausforderungen für den Bauherrn. Weil es sich um ein Projekt der Netzvollendung handelt, ist der Bauherr bei der Umfahrung Biel nach wie vor das Tiefbauamt des Kantons Bern. Der Kanton plant und realisiert diesen Nationalstrassenabschnitt im Auftrag und in engem Kontakt mit dem ASTRA. Nach der Inbetriebnahme geht das Teilstück ins Eigentum des Bundes über,

around the town centre junction. New buildings along the open section protect the residential areas behind them from noise and other imissions.

The ASTRA and the civil engineering office of the canton expressed their readiness to adapt the national roads project to the town planning concept and also to accept extra cost for the benefit of improved town planning integration. The necessary changes to the communal zoning plans are currently being produced by the two towns of Biel and Nidau parallel to the design of the national roads project and will be implemented by them after the approval of the project

Since the project had now been changed significantly, the production and approval of a new overall project design was necessary. This was presented to the authorities in 2012 and was generally well accepted. In September 2014, the Federal Council approved the overall project for the west branch, Vingelt Tunnel and approach road on the right-hand shore of Lake Biel.



Quelle/credit (2): Tiefbauamt des Kantons Bern

5 Altlast Brüggmoos

Contaminated ground at Brüggmoos

welcher auch für den Betrieb und den späteren Ausbau zuständig sein wird.

2.3.1 Geologie

Der Westast kommt in einem sehr heterogenen und anspruchsvollen Baugrund zu liegen; er liegt praktisch durchgehend im Grundwasser. Das A5-Trasse quer von West nach Ost die Schwemmlandebene von Biel, welche sich zwischen dem Jarasüdfuss und dem Jensberg erstreckt und im Westen an den Bielersee grenzt. Im Untergrund steht eine mächtige Lockergesteinsabfolge an, welche einen während mehrerer Vorstöße des eiszeitlichen Rhonegletschers in den Felsuntergrund eingetieften Trog füllt. Der Fels besteht aus einer Wechsellagerung von weitgehend flach liegenden und schlecht zementierten Sand- und Siltsteinen der Oberen Meeresmolasse (Helvetien). In der westlichen Verlängerung des Büthenberges besteht eine Schwellenzone aus Molassefels, die sich bis in den Projektperimeter ausdehnt und das Becken von Biel in zwei Bereiche teilt. Zwischen Seedorf und Biel-Zentrum wird die Lockergesteinsserie von jungen Delta- und Seeablagerungen aus Sand und Silt dominiert, welche im Osten glaziale Stausedimente und verschwemmte Moräne überdecken. Darüber folgen Schotter und Sande der Schüss, welche von weichen Verlandungsbildungen aus Silt, Ton und Torf bedeckt werden. Zwischen Biel-Zentrum und dem Brüggmoos liegt eine komplexe Schichtabfolge vor, welche fluvioglaziale Schotter umfasst, die mit Stausedimenten und Moränenablagerungen verzahnt sind und von jungen Schmelzwasserablagerungen, Delta- und Seeablagerungen überdeckt werden.

A solution for the west branch has now been produced, which has been developed over a period of 15 years with the participation of many affected parties. The solution thus has wide political support. The approval by the Federal Council clearly specifies the scope of design freedom.

2.3 Further Challenges for the Clients

Even after the basic political decisions, there are still further challenges for the clients. Since this is a project to complete the network, the client for the motorway around Biel is as before the civil engineering office of the Canton Bern. The canton designs and implements this national road project on behalf of and in close contact with the ASTRA. After opening, the section will become the property of the federal government, which will also be responsible for operation and future improvement.

2.3.1 Geology

The west branch is situated in very heterogeneous and challenging ground conditions; it is also practically completely in the groundwater. The route of the A5 from west to east crosses the floodplain of Biel, which extends between the southern foot of the Jura and the Jensberg, bounded to the west by Lake Biel. The subsoil has a thick sequence of soils filling a deep trough gouged into the bedrock by many advances of the Ice Age Rhone Glacier. The rock consists of an intercalation of mostly flatly bedded and poorly cemented sandstones and siltstones of the upper marine molasse (Helvetien). In the western ex-

Vom Untergrund des Projektgebietes Westast wurde ein geologisches 3D-Modell erstellt. Darin sind die räumlichen Verhältnisse der wichtigsten lithologischen Einheiten nach der Lockergesteinseinteilung modelliert.

Im Bereich des Westastes gibt es zwei Grundwasservorkommen, einen oberen Grundwasserleiter in den Schüssschottern und ein tiefer liegendes Vorkommen in den fluvioglazialen Schottern. Die Verhältnisse im tiefer liegenden Grundwasservorkommen sind durchgehend gespannt.

Um die komplexe Situation zu erfassen und bautechnisch in den Griff zu bekommen, führt der Kanton seit vielen Jahren Sondierbohrungen und Messungen der Grundwasserströme durch. Während vor 10 und mehr Jahren die Grundwasserstände noch regelmässig von Hand gemessen und festgehalten wurden, bestehen heute automatische Messstellen mit Datenloggern, über welche die Grundwassersituation in Echtzeit beobachtet werden kann. Auch für die Grundwasserströmungen hat der Kanton ein dreidimensionales Modell ausarbeiten lassen. Darin können Projektvarianten und verschiedene Bauzustände- und -verfahren abgebildet und simuliert werden.

2.3.2 Altlasten

In der Uhren- und Industriestadt Biel gibt es im Untergrund verschiedene bekannte Altlasten, welche im Rahmen der Bauarbeiten ausgehoben und fachgerecht entsorgt werden müssen. In der Baustelle Brüggmoos ist man dabei im letzten Jahr auch auf eine Überraschung gestossen: auf schwach radioaktives Material aus der Uhrenindustrie, welches in den



6 Altlast Brüggmoos
Contaminated ground at Brüggmoos

extension of the Bütenberg mountain is a threshold zone of molasse rock, which extends into the perimeter of the project area and divides the basin of Biel into two. Between Seevorstadt and Biel-Zentrum, the soil series are dominated by young delta and lake deposits of sands and silts, which in the east cover glacial dam deposits and alluvial moraines. Above this follow gravels and sands of the River Schüss, which are covered by soft sediments of silt, clay and peat. Between Biel-Zentrum and the Brüggmoos, a complex sequence occurs including fluvioglacial gravels, which are toothed with glacial dam deposits and alluvial moraines and covered by young meltwater deposits, delta and lake deposits.

A 3D geological model was produced of the subsoil in the west branch project area, which models the spatial relationships of the most important lithological units according to the soil assignment.

There are two groundwater aquifers in the west branch area, an upper aquifer in the Schüss gravels and a deeper aquifer in the fluvioglacial gravels. Conditions in the deeper aquifer are confined throughout.

In order to record the complex situation and provide information for construction works, the Canton has for many years drilled special boreholes and measured groundwater flows. While more than ten years ago the groundwater levels were regularly measured and recorded by hand, automatic monitoring wells with data loggers can now be used to observe the groundwater situation in real time. The Canton has also produced a three-dimensional model of the groundwater flows, which can be used to display and simulate various project variants with different construction states and processes.

2.3.2 Contaminated Ground

There are various known instances of contaminated ground in the watch-making and industrial city of Biel, which have to be excavated and properly disposed of in the course of the construction works. On the construction site in Brüggmoos, a surprise finding was made last year: weakly radioactive material from the watch-making industry, which had been deposited at the edge of the city in the 1960 s together with normal road sweepings.

The find produced a loud echo in the media and understandably also raised concern among the local population. Various authorities are involved, from the city council, various cantonal bodies, to the Federal Health Ministry. The responsibilities are not simple in such cases. The public relations and organisational handling of the find was just as much of a challenge for the client staff as its correct technical solution.

The client is currently performing a laborious investigation of contaminated ground and designing measures for the



Quelle/credit: INGPHI/Nunatak Architectes, Dezember 2013

7 Visualisierung der neuen Brücke zwischen Brügg und Port
Visualisation of the new bridge between Brügg and Port

sechziger Jahren des letzten Jahrhunderts mit dem normalen Kehricht am Stadtrand deponiert wurde.

Der Fund hat ein grosses mediales Echo und verständlicherweise auch Sorgen und Ängste bei den Anwohnern ausgelöst. Von der Stadt über verschiedene kantonale Fachstellen bis zum Bundesamt für Gesundheit gibt es mehrere involvierte Stellen. Die Verantwortlichkeiten sind in einem solchen Fall nicht einfach. Die mediale und organisatorische Bewältigung dieses Fundes war für die Bauherrschaft ebenso anspruchsvoll wie die technische und fachgerechte Lösung.

Für die kommenden Baustellen des Westastes führt der Bauherr zurzeit aufwändige Altlastuntersuchungen und Planungen durch, damit beim Bau möglichst wenige Überraschungen auftreten.

2.3.3 Archäologie

Die Region am Bielersee wurde bereits in frühen Zeiten von Menschen besiedelt. Im Boden findet man Spuren von prähistorischen Siedlungen aus der Zeit der Pfahlbauern, der Römer, dem Mittelalter und der Neuzeit. Bei den Aushubarbeiten werden voraussichtlich interessante Funde zum Vorschein kommen. Das Tiefbauamt arbeitet deshalb eng mit dem Archäologischen Dienst des Kantons und der entsprechenden Fachstelle des ASTRA zusammen und führt Sondierungen durch. Die erforderlichen Rettungsgrabungen müssen im Bauprogramm und im Kostenvoranschlag berücksichtigt werden.

2.3.4 Materialbewirtschaftung

Auch der unbelastete Aushub fordert alle Projektbeteiligten heraus. Beim Bau des Westastes werden rund 1.7 Mio. m³

construction sites of the west branch, with the intention of avoiding future surprises as far as possible.

2.3.3 Archaeology

The region of Lake Biel has been settled for a long time. There are traces in the ground of prehistoric settlement from the time of the stilt builders, the Romans, the Middle Ages and modern times. The excavation works can be expected to uncover interesting finds. The civil engineering office is thus working together with the archaeological service of the canton and the appropriate office at ASTRA and is performing probing. The necessary rescue digs have to be taken into account in the construction schedule and in the cost proposal.

2.3.4 Material Handling

The uncontaminated spoil is also a great problem for those involved in the project. The construction of the west branch will produce about 1.7 million m³ of excavation spoil. A large part of this cannot be reused due to its poor material properties and has to be transported away and tipped. About a third of the excavated spoil has to be backfilled. A detailed materials handling, transport and landfill plan is unavoidable, and is also part of the environmental impact report.

2.3.5 Approval Procedure

The project design for construction should be issued publicly at the start of 2016. Public consultation will be followed by an extensive approval procedure, which may last several years. Numerous cantonal and federal offices are affected by the project, which will be consulted in the course of the instruction procedure.

On a project of this magnitude, a considerable number of objections have to be expected, and each objection

Aushubmaterial anfallen. Ein grosser Teil ist aufgrund der schlechten Materialeigenschaften nicht wiederverwertbar und muss abgeführt und deponiert werden. Rund ein Drittel des Aushubvolumens muss wieder hinterfüllt werden. Ein detailliertes Materialbewirtschaftungs-, Transport- und Deponiekonzept ist unerlässlich. Es ist auch Bestandteil des Umweltverträglichkeitsberichtes.

2.3.5 Genehmigungsverfahren

Voraussichtlich Anfang 2016 wird das Ausführungsprojekt öffentlich aufgelegt werden. Der Planaufgabe wird ein umfangreiches Genehmigungsverfahren folgen, welches vermutlich mehrere Jahre dauern wird. Eine Vielzahl von kantonalen und eidgenössischen Fachstellen ist vom Projekt betroffen. Sie werden im Rahmen der Instruktionsverfahren konsultiert.

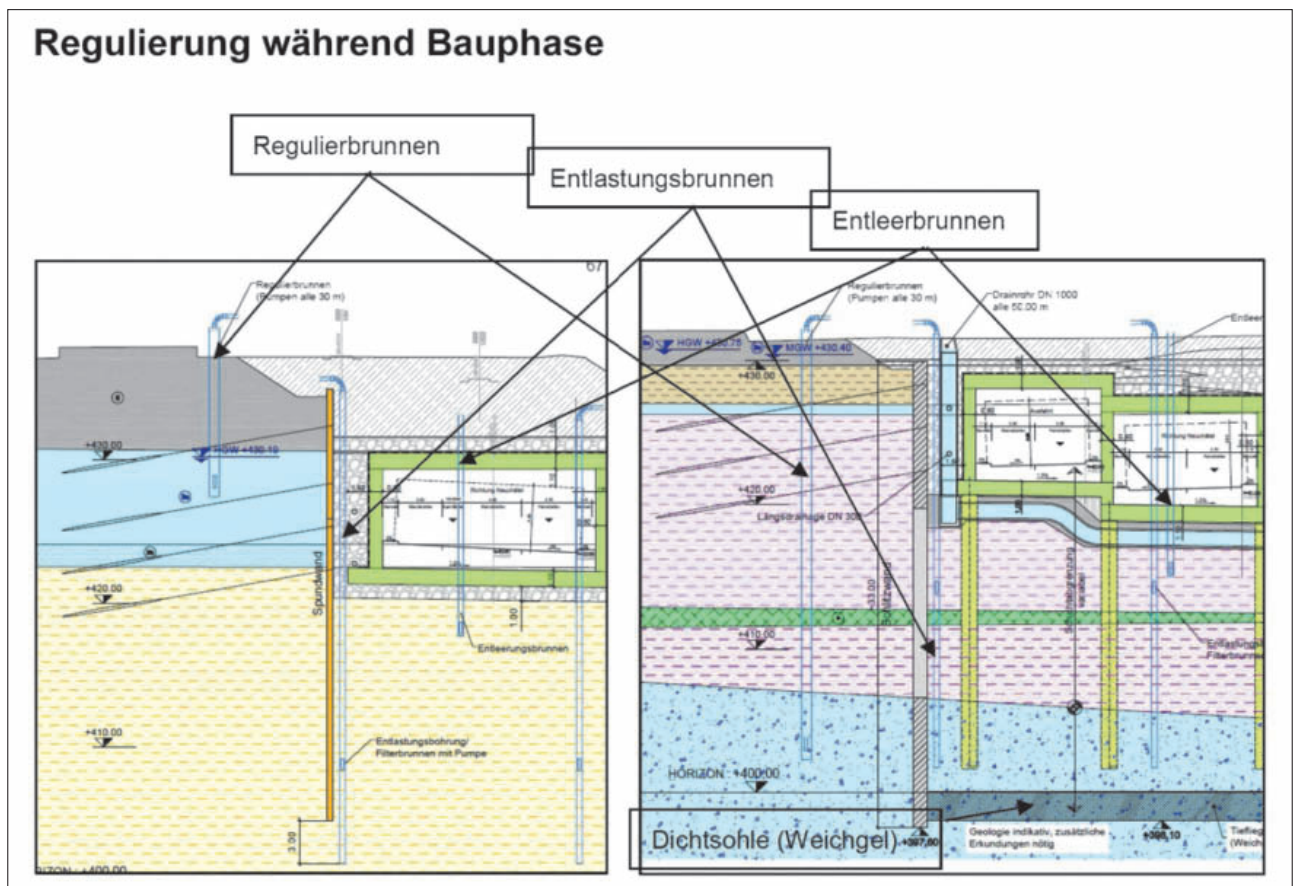
Bei einem Projekt dieser Grössenordnung ist mit einer erheblichen Zahl von Einsprachen zu rechnen, und jede Einsprache muss behandelt werden. Im Rahmen der Ausführungsprojektierung wird der Landerwerb festgelegt. Für den Westast muss die Nationalstrasse Land und Gebäude im Wert von rund 150 Mio. CHF erwerben. Mit jedem Eigentümer wird einzeln verhandelt. Nicht alle Geschäfte können im freihändigen Kauf erledigt werden, daher sind Enteignungs-

has to be dealt with individually. In the course of production of the construction design, land purchase will be decided. The national road will have to purchase land and buildings worth about 150 million CHF for the west branch. Separate negotiations have to be held with each property owner. Not all the transactions can be finalised as a free purchase, so compulsory purchase proceedings will be necessary. The result of such proceedings, which often end up at the federal court, is a factor of uncertainty regarding time and cost.

2.3.6 Procurement Process

Another important task for the client is procurement of the necessary service commissions and construction contracts. At the moment, mainly designers and service providers are under contract on the west branch project. Numerous engineers, geologists, architects, environmental specialists, lawyers, property experts, communications specialists and graphics companies are working on the construction design.

In 2013, the client tendered all engineering work anew and carried out public procurement processes. The division of the contracts was carefully evaluated and prepared. The project designer for the new bridge over the Nidau-Büren Canal was determined in a single-stage project competi-



8 Regulierung während der Bauphase
Groundwater management during the construction phase

verfahren erforderlich. Der Ausgang solcher Verfahren, die nicht selten bis vor das Bundesgericht gehen, ist ein Unsicherheitsfaktor bezüglich Zeit und Kosten.

2.3.6 Beschaffungsverfahren

Eine wichtige Bauherrenaufgabe ist die Beschaffung der erforderlichen Dienstleistungsmandate und Bauaufträge. Zurzeit sind beim Westast hauptsächlich Planer und Dienstleister unter Vertrag. Viele Ingenieure, Geologen, Architektinnen, Umweltspezialisten, Juristen, Immobilienfachleute, Kommunikationsspezialisten und grafische Unternehmen arbeiten am Ausführungsprojekt.

Im Jahr 2013 hat der Bauherr alle Ingenieurarbeiten neu ausgeschrieben und offene Beschaffungsverfahren durchgeführt. Die Losaufteilung wurde sorgfältig evaluiert und vorbereitet. Der Projektverfasser für die neue Brücke über den Nidau-Büren-Kanal wurde anhand eines einstufigen Projektwettbewerbs mit Präqualifikation bestimmt. Beim Siegerprojekt handelt es sich um eine Schrägseilbrücke mit einem zentralen Pylon. Das Projekt des Teams INGPPI, Weber+Brönnimann sowie Nunatak Architectes hat das Preisgericht durch gute Proportionen, Eleganz und Effizienz überzeugt. Die Bildung der Baulose und Ausschreibungen für Unternehmen wird ab 2018 erfolgen.

3 Herausforderungen für die Planer

3.1 Baumethoden

Zurzeit erarbeiten die Abschnittsingenieure die nationalstrassenrechtlichen Ausführungsprojekte. Wie bereits erwähnt, sind die Baugrundverhältnisse im Abschnitt Brüggmoos bis Seedorstadt äusserst anspruchsvoll. Die Bauwerke werden in grossen offenen Baugruben realisiert. Die Baugruben haben Dimensionen von ungefähr 25 m Breite im Standardprofil und eine Breite von bis zu 50 m im Bereich des Anschlusses Biel-Zentrum. Sie sind bis zu 18 m tief und werden im Grundwasser erstellt. Die Grundwasserabsenkung beträgt bis zu 17 m.

Die Baugrubenwände werden je nach örtlichen Gegebenheiten als Schlitzwände, Spundwände oder Pfahlwände ausgeführt. Die Abstützung des Verbaus erfolgt mithilfe aktiver Verankerungen oder, wo die Breite es zulässt, mit Stahlspriessung.

Die Baugrube besteht aus dichten Baufeldern. Diese Lösung erlaubt einen reduzierten Pumpumfang für das Absenken des Grundwassers und damit ein vermindertes Setzungsrisiko für die umliegenden Bauten. Die Dichtigkeit der Baufelder wird damit erreicht, dass die Schlitzwände respektive Spundwände bis in wenig durchlässige Schichten abgeteufelt werden.

Um die Sicherheit gegen Grundbruch und Auftrieb zu garantieren, werden unter der Baugrubensohle Entlastungsbrunnen vorgesehen. Teilweise ist der Einbau einer Dichtsohle im tiefer liegenden Aquifer erforderlich. Diese besteht aus Weichgel und hat aus Sicht des Grundwasserschutzes den Vorteil, dass sie sich mit der Zeit auflöst. Das Vorkommen der

tion with prequalification. The winning design is a cable-stayed bridge with a central pylon. The design, from the team of INGPPI, Weber+Brönnimann and Nunatak Architectes, convinced the prize jury with its good proportions, elegance and efficiency. The production of the construction contracts and tendering for contractors will take place from 2018.

3 Challenges for the Designers

3.1 Construction Methods

At the moment, the section engineers are working on the construction design under national road law. As already mentioned, the ground conditions in the section from Brüggmoos to Seedorstadt are extremely difficult. The structures will be constructed in large open excavations with a width of about 25 m for the standard profile and up to 50 m at the Biel-Zentrum junction. They are up to 18 m deep and are being constructed in the groundwater. The groundwater will be lowered by up to 17 m.

The support walls to the excavations will be constructed, according to local conditions, as diaphragm walls, sheet-piles, or piles. The excavation support will use active anchoring or, where the width permits, steel propping.

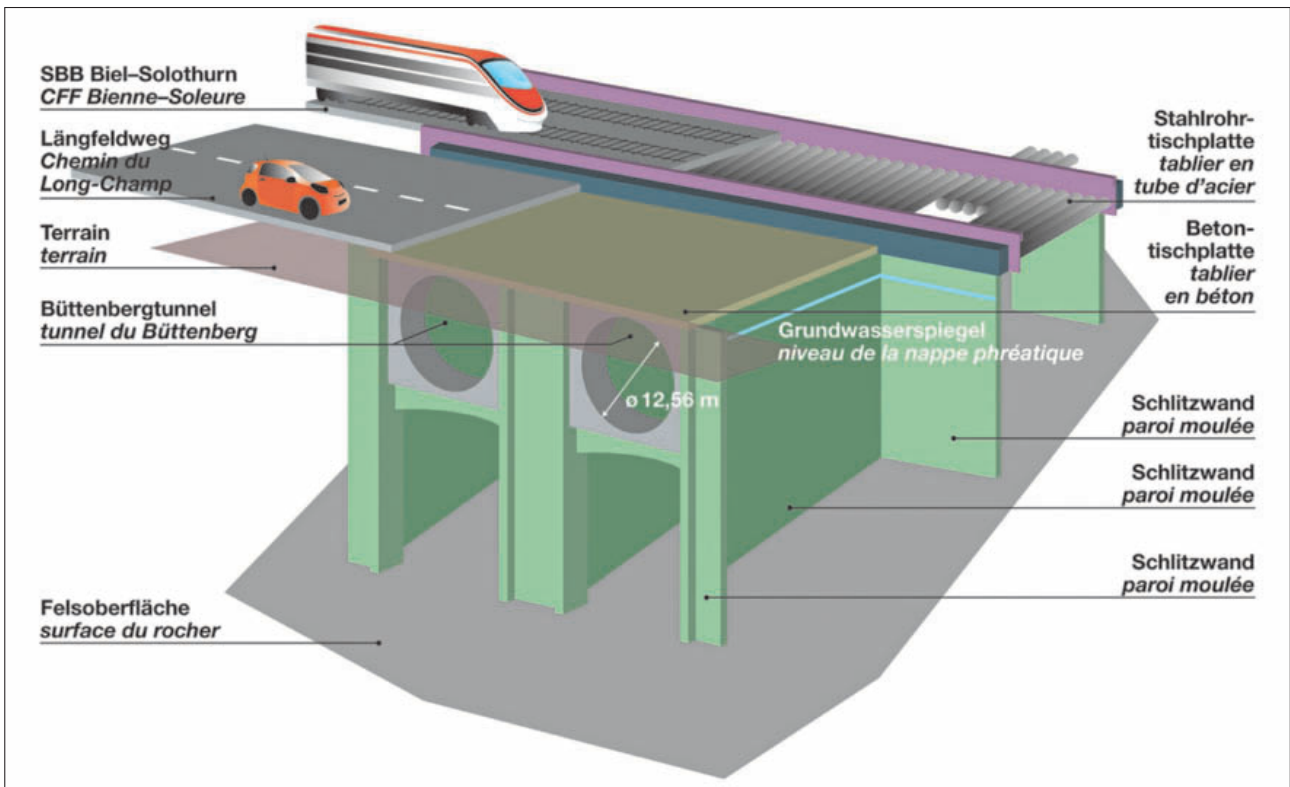
The excavation consists of watertight compartments. This solution permits a reduced extent of pumping to lower the groundwater and thus a reduced risk of settlement for the surrounding buildings. The compartments are made watertight by extending the diaphragm or sheet piled walls down into less permeable strata.

In order to guarantee safety against failure of bearing resistance and uplift, relief wells are provided under the invert. In some places, it is necessary to install a watertight layer in the deeper aquifer. This consists of soft gel and has the advantage for the groundwater that it dissolves with time. The presence of two aquifers and the geological structure demand quite special construction processes.

3.2 Groundwater Management

The west branch will have the effect of holding back groundwater currents toward Lake Biel. Without compensatory measures, the groundwater table would rise by unacceptable values of up to 3 m due to the damming effect of the structure. Constructive measures are provided to maintain the groundwater current during the construction period and in the completed state and prevent this damming effect. This counters any effect on the neighbouring buildings such as water ingress into cellars or settlement. Inverted siphons, drainage pipes and diaphragm wall windows are provided as regulatory measures for the operation phase.

Simulation of flow conditions in the three-dimensional ground model demonstrates the efficiency of the planned measures. The rise of groundwater level can be restricted to 25 cm.



9 Tischbrücke Bözingenfeld
"Table bridge" Bözingenfeld



10 Bahnquerungen Ostast, Brüggmoos
Railway crossings at the east branch, Brüggmoos



11 Tischbrücke Bözingenfeld
"Table bridge" Bözingenfeld

Quelle/credit (3): Tiefbauamt des Kantons Bern

beiden Grundwasserleiter und die geologische Struktur erfordern ganz spezielle Bauverfahren.

3.2 Grundwassermanagement

Der Westast verursacht einen Stau effekt auf die Grundwasserströmung in Richtung Bielersee. Ohne Gegenmassnahmen würde der Grundwasserspiegel durch die Sperrwirkung des Bauwerks auf unzulässige Werte von bis zu 3 m ansteigen. Konstruktive Massnahmen sind vorgesehen, um die Grundwasserströmung während des Baus und im Endzustand sicherzustellen und die Stauwirkung zu unterbinden. Dem Einfluss auf die angrenzenden Bauwerke wie Kellervernässungen oder Setzungen wird somit ent-

3.3 Urban Conditions

Since buildings are located in the immediate vicinity of the urban construction site, settlement due to deformation of the construction excavations has to be limited. The support walls are therefore to be provided with prestressed anchors and/or bracing. Numerous sensitive buildings, including some high-rise, have to be considered for design purposes and the appropriate protection, monitoring and safety measures have to be planned.

3.4 Traffic Planning

The junctions to the existing road network are a great challenge for the transportation engineers. Particularly the Biel-



Quelle/credit: Tiefbauamt des Kantons Bern/Mathys Partner, Mai 2012

12 Anschlussbauwerk „Biel-Zentrum“
The “Biel-Zentrum” junction structure

gegengewirkt. Als regulierende Massnahmen sind im Betriebszustand Düker, Drainrohre und Schlitzwandfenster vorgesehen.

Mit der Simulation der Strömungsverhältnisse im dreidimensionalen Grundwassermodell kann die Effizienz der geplanten Massnahmen nachgewiesen werden. Der Anstieg des Grundwasserspiegels kann auf 25 cm begrenzt werden.

3.3 Städtische Verhältnisse

Da sich in unmittelbarer Umgebung der innerstädtischen Baustelle Gebäude befinden, müssen Setzungen aufgrund von Verformungen der Baugruben begrenzt werden. Deshalb sind die Baugruben mit vorgespannten Ankern und/oder Aussteifungen zu versehen. Zahlreiche sensible Gebäude, darunter auch Hochhäuser, müssen bei der Planung berücksichtigt und entsprechende Schutz-, Überwachungs- und Sicherungsmassnahmen eingeplant werden.

3.4 Verkehrsplanung

Für die Verkehrsingenieure sind die Anschlusssysteme ans bestehende Strassennetz eine grosse Herausforderung. Insbesondere der Anschluss Biel-Zentrum, der – wie es der Name sagt – in unmittelbarer Nähe zum Stadtzentrum zu liegen kommt, ist eine verkehrstechnische Knacknuss. Gemäss Verkehrsmodellberechnungen werden hier 35 000 Fahrzeuge täglich die Autobahn verlassen bzw. darauf auffahren und müssen ins Stadtnetz eingegliedert werden. Das führt dazu, dass auf den Zufahrtsstrassen zum Anschluss auch hohe Verkehrslasten zu bewältigen sind.

Zentrum junction, which as its name states is immediately adjacent to the city centre, is a tough nut to crack for traffic planning. According to traffic model calculations, 35,000 vehicles will leave or drive onto the motorway here each day, and have to be merged into the urban road network. This means that the approach roads to the junction will also suffer from heavy traffic volumes.

3.5 Construction without Closure

The existing transport infrastructure has to be maintained during the construction period, which makes temporary works and diversion measures necessary. The project area affects the facilities of Swiss Railways SBB and the metre-gauge line of Aare Seeland mobil. Particularly challenging are the sections crossing below the stabling tracks at Biel station and the acute crossing of the two-track line from Biel to Neuenburg.

Experience crossing below SBB railway lines has already been gained on the east branch. As illustrated in Figs. 10 to 12, innovative and safe solutions have to be sought for each case depending on the local conditions. The design work is undertaken in close contact with the responsible railway bodies.

3.6 Numerous Structures

The various structures such as portals, troughs, ramps and underpasses have on the one hand to resist the loads and actions and comply with operational and safety requirements; on the other hand, the overall architectural concept, environmental requirements such as noise protection and natural hazards all have to be considered.

3.5 Bauen unter Betrieb

Die bestehende Verkehrsinfrastruktur muss während der Bauzeit aufrechterhalten werden. Dafür sind Bauprovisorien und Umleitungskonzepte erforderlich. Das Projekt tangiert die SBB und die Meterspurbahn der Aare Seeland mobil. Besonders anspruchsvoll sind die Unterquerung der Abstellgleisanlage im Bahnhof Biel und die schleifende Querung der Doppelspurstrecke Biel-Neuenburg.

Bereits beim Bau des Ostastes konnten Erfahrungen mit der Unterquerung von SBB Streckengleisen gemacht werden. Wie die Bilder 10 bis 12 illustrieren, muss in jedem Fall und abhängig von der lokalen Situation nach innovativen und sicheren Lösungen gesucht werden. Die Erarbeitung erfolgt in enger Zusammenarbeit mit den zuständigen Stellen der Bahnen.

3.6 Viele Kunstbauten

Die diversen Kunstbauten wie Portal, Wannen, Rampen und Unterführungen haben einerseits den Lasten, Einwirkungen und den betrieblichen sowie sicherheitstechnischen Anforderungen zu genügen, andererseits sind auch das architektonische Gesamtkonzept, Umweltauflagen wie Lärmschutz sowie Naturgefahren zu berücksichtigen.

3.7 Werkleitungen

Unzählige Werkleitungen werden vom Projekt tangiert. Die Ver- und Entsorgung der Stadt muss während der gesamten Bauzeit immer gewährleistet sein. Für viele Leitungen muss eine neue Linienführung gesucht und vor dem eigentlichen Baubeginn erstellt werden. Es gibt temporäre Umleitungen und auch Leitungen, welche die Baugruben queren und entsprechend vorbereitet und gesichert werden müssen.

3.7 Existing Services

Countless existing services are affected by the project. The supply and disposal utilities of the city have to be maintained during the entire construction period and many pipes and cables will have to be diverted before the start of construction works. There are temporary diversions and also pipes and cables, which cross the excavations and have to be appropriately prepared and secured.

4 Challenges for the Contractors

4.1 Mined Tunnels

In the medium term, the following works are planned: the two mined tunnels Vingelz and Port with lengths of 2.3 and 1.7 km respectively. Both tunnels are single-bore and will carry traffic in two directions.

The Vingelz Tunnel mainly lies in the Jurassic limestone, while the Port Tunnel will be excavated in the molasse. Both tunnels have a horseshoe profile and are provided with a combined safety and services channel below the carriageway. Due to its length, the Vingelz Tunnel is equipped with smoke extraction through ventilation shutters in an intermediate slab. Both tunnels are located in built-up areas, for which reason construction processes that cause little vibration are preferred.

Both portals of the Vingelz Tunnel are located in potential landslide areas and there is serious rockfall danger. Safety will be given great emphasis, both during construction and in operation. The Vingelz Tunnel passes below an existing SBB tunnel with a separation of only a few metres. The portal



13 Anschlussbauwerk „Seevorstadt“
The “Seevorstadt” junction structure

Quelle/credit: Tiefbauamt des Kantons Bern/Mathys Partner, Mai 2012



Quelle/credit: Tiefbauamt des Kantons Bern

14 Tunnelausbruch im Molassefels, Tunnel Sous le Mont, A16
Tunnel excavation in molasse rock, Tunnel Sous le Mont, A16

4 Herausforderungen für Bauunternehmer

4.1 Bergmännische Tunnel

Mittelfristig stehen folgende grosse Bauarbeiten an: Die zwei bergmännisch zu erstellenden Tunnel Vingelz und Port mit 2,3 bzw. 1,7 km Länge. Beide Tunnel sind einröhrig und werden später im Gegenverkehr betrieben.

Der Vingelztunnel liegt hauptsächlich im Jurakalk, während der Porttunnel in der Molasse ausgebrochen wird. Beide Tunnel werden als Hufeisenprofil ausgebildet und verfügen über einen kombinierten Sicherheits- und Werkleitungskanal unter der Fahrbahn. Der Vingelztunnel wird aufgrund seiner Länge mit einer Rauchabsaugung über Lüftungsklapfen in einer Zwischendecke ausgerüstet. Beide Tunnel befinden sich im bebauten Gebiet, weshalb erschütterungsarme Bauverfahren im Vordergrund stehen werden.

Beide Portale des Vingelztunnels befinden sich in potentiellen Rutschgebieten und sind stark steinschlaggefährdet. Der

areas of the Port Tunnel are also a construction challenge. The west portal will be formed as a drop-shaped underground intersection. The trough construction lies in unfavourable boggy soil.

4.2 Cut-and-cover Tunnels

The two cut-and-cover tunnels, Weidteile and City, have four lanes and designed with a central dividing wall. They will have a right-angled box profile. The Weidteile Tunnel is altogether 1.4 km long, the Tunnel City measures 700 m. All tunnels are finished and equipped to ASTRA standard. The ventilation and safety equipment is designed and installed according to the current state of the technology.

4.3 Structures, Road Building

There is practically no open-air motorway construction on the west branch; the A5 runs continuously through tunnels or troughs. At the three junctions to the local road network,

Sicherheit wird bei Bau und Betrieb grosse Bedeutung zuge-messen werden müssen. Der Vingeltunnel überquert den bestehenden SBB-Tunnel in einem Abstand von wenigen Metern. Auch die Portalbereiche des Porttunnels sind bautechnisch anspruchsvoll. Das Westportal wird als tropfenförmiger Verkehrsknoten in Tieflage ausgebildet. Die Wannenkonstruktion liegt in bautechnisch ungünstigem Moorboden.

4.2 Tagbautunnel

Die beiden Tagbautunnel Weidteile und City sind vierspurig und mit einer Mitteltrennwand geplant. Sie werden als Rechteck-Kastenprofil ausgebildet. Der Weidteiletunnel ist insgesamt 1,4 km lang, der Tunnel City misst 700 m. Alle Tunnel werden gemäss ASTRA-Standard ausgebaut und ausgerüstet. Die Lüftungs- und Sicherheitseinrichtungen werden gemäss aktuellem Stand der Technik geplant und eingesetzt.

4.3 Kunstbauten, Trasseebau

Beim Westast gibt es praktisch kein offenes Autobahn-trassee. Die A5 liegt durchgehend in Tunneln oder Wannen. Bei den drei Anschlüssen ans Lokernetz gibt es grössere Strassenbauarbeiten. Es sind auch verschiedene Anpassungen an den bestehenden Strassen erforderlich.

Die bereits erwähnten Kunstbauten und die Schrägseilbrücke zwischen Port und Brügg werden auch für Bauunternehmer interessante Objekte sein.

5 Ausblick

Der Zeitplan sieht vor, dass bis 2019 die Genehmigungsverfahren durchgeführt und die Detailprojekte erarbeitet werden. Ab 2019 werden die Bauleistungen ausgeschrieben und vergeben. Die Bauzeit erstreckt sich voraussichtlich über rund 15 Jahre von 2020 bis 2035. Die Inbetriebnahmen sollen gestaffelt bis 2033 erfolgen.

Die veranschlagten Gesamtkosten von 2 Mrd. CHF werden auf der Hauptstrecke zu 87 % vom Bund und zu 13 % vom Kanton Bern getragen. Beim Zubringer rechtes Bielerseeufer beträgt der Kostenteiler 76/24 %.



Quelle/credit: Tiefbauamt des Kantons Bern/ Mathys-Partner, Mai 2012

15 Westportal Porttunnel
West portal of Port Tunnel

there are considerable road building works and adaptation of various existing roads will also be necessary.

The already mentioned structures and the cable-stayed bridge between Port and Brügg will also be interesting items for contractors.

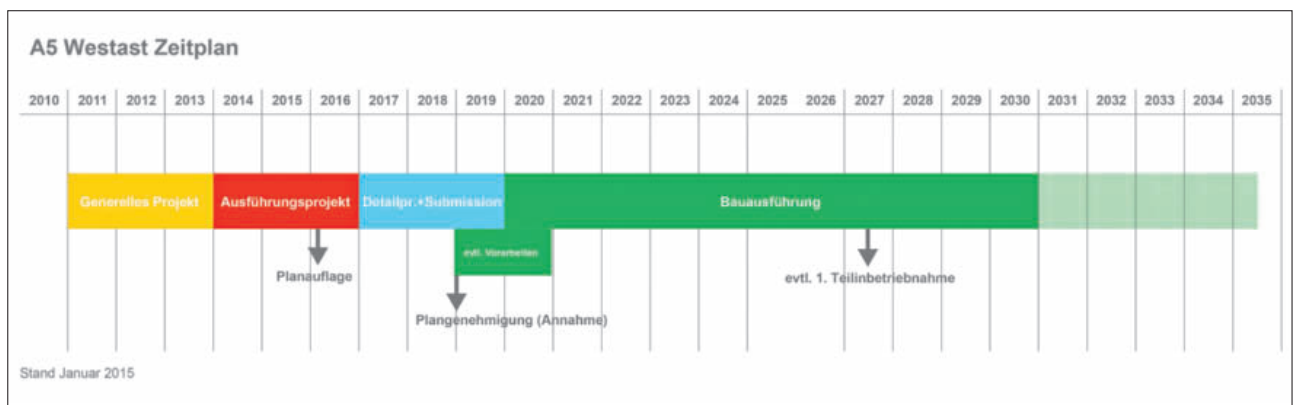
5 Outlook

The schedule intends that the approval process will be carried out by 2019 and the detailed design will be produced. From 2019, the construction works should be tendered and awarded. The construction period will probably last 15 years from 2020 to 2035, and opening should be in stages by 2033.

The estimated total cost of 2 billion CHF will be borne 87 % by the Federal Government and 13 % by the Canton Bern for the main route. For the approach road on the right-hand shore of Lake Biel, this split is 76/24 %.

Literatur/References

- [1] Generelles Projekt Weidteile/City, Technischer Bericht, INGE Weidteile, 16.3.2012.
- [2] Weidteile City, Bericht Geologie, Geotechnik und Hydrogeologie, Geotechnisches Institut AG, 4. November 2013.



16 A5 Westast Zeitplan
Schedule A5 West Branch

Quelle/credit: Tiefbauamt des Kantons Bern

Jürg Röthlisberger, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Direktor des Bundesamtes für Strassen (ASTRA), Ittigen/CH

A2 Belchentunnel, Sanierungstunnel

Erneuerungskonzept und Wahl der Vortriebsmethode

Der Tunnel Belchen ist ein Kernelement der Nord-Süd Achse des schweizerischen Nationalstrassennetzes. Er durchquert den Faltenjura und liegt damit in quellfähigen Gesteinsschichten. Nach einer Betriebszeit von über 40 Jahren muss der Belchentunnel umfassend erneuert und sein statisches Konzept angepasst werden. Eine mehrjährige Tunnelsperrung ist volkswirtschaftlich nicht zu vertreten. Deshalb wird eine dritte Tunnelröhre realisiert.

The A2 Belchen Tunnel, Rehabilitation Tunnel

Overhaul Concept and Selection of Tunnelling Method

The Belchen Tunnel is a key element in the Swiss national road network's North-South axis. It passes through the Folded Jura and is thus located in swellable strata. Now, after more than forty years of operation, the tunnel requires comprehensive overhaul and the modernisation of its structural concept. Multi-year closure of the tunnel is unacceptable on national-economic criteria. A third bore is therefore being created.

1 Einleitung

Der Tunnel Belchen wurde 1970 dem Verkehr übergeben. Er ist ein ca. 3,2 km langer Autobahntunnel der schweizerischen Nationalstrasse N02. Diese bildet in ihrem Nord-Süd-Verlauf ein wichtiges Transitelement von Deutschland nach Italien bzw. eine wesentliche Verbindung von Basel nach Luzern/Bern. Nahräumig verbindet sie zudem die beiden Gemeinden Eptingen im Kanton Basel-Landschaft und Hägendorf im Kanton Solothurn. Die N02 von Basel bis zur Belchensüdrampe entwickelte sich zu einem der meistbefahrenen Autobahnteilstücke der Schweiz. Im Jahr 1995 lag der durchschnittliche Verkehr bei 20800 Fahrzeugen je Tag und Richtung. Bis 2012 hat sich der Verkehr auf durchschnittlich 52700 Motorfahrzeuge erhöht. Der Schwerverkehrsanteil liegt bei 11,2 % (Bild 1).

Der Tunnel liegt im Juragebirge mit grossen Anteilen von quellfähigem Gipskeuper, der verantwortlich ist für eine stetige Zunahme von Schäden an der heutigen Tragstruktur. Die zwei richtungsgetrenten Doppelspurröhren wurden Ende 1970 in Betrieb genommen und dürfen mit einer Geschwindigkeit von 100 km/h befahren werden. Bereits in den Jahren 2002/2003 wurden in einer ersten baulichen Instandsetzung Schad- und Schwachstellen ausgebessert und zugleich die Tunnelsicherheit erhöht. Das Projekt Sanierungstunnel Belchen (STB) stellt die zweite Phase der baulichen Gesamtinstandsetzung des Tunnelsystems Belchen dar. Die Phase wird voraussichtlich bis Mitte 2022 dauern. Die Bauarbeiten sollen ohne Abbau bzw. Sperrungen von Fahrstreifen erfolgen. Lediglich eine Senkung der Geschwindigkeit in der bestehenden Röhre Richtung Luzern auf 80 km/h ist vorgesehen.

1 Introduction

The Belchen Tunnel opened to traffic in 1970. It is an approx. 3.2 km long motorway tunnel on Switzerland's National Highway N02. The north-to-south routing of this road constitutes an important transit element between Germany and Italy, and an essential connection between Basel and Lucerne/Bern. At local level, it also links the two municipalities of Eptingen, in the Canton of Basel-Landschaft, and Hägendorf, in the Canton of Solothurn. The N02 from Basel to the southern Belchen approach ramp has become one of Switzerland's most intensively used sections of motorway. Average traffic levels in 1995 were 20,800 vehicles per day in each direction; this figure had risen to an average of 52,700 motor vehicles by 2012, with heavy-goods traffic accounting for some 11.2 % (Fig. 1).

The tunnel is located in the Jura range, with large percentages of swellable Gypsum Keuper, which is the reason for the steady increase in damage to the present load-bearing structure. The two twin-lane bores – one for each direction – opened to traffic in late 1970 and are subject to a speed limit of 100 km/h. Damaged and weak points were repaired during an initial work phase in 2002/2003, and tunnel safety was also enhanced at this time. The Belchen Rehabilitation Tunnel (BRT) project is the second phase of the overall structural overhaul of the Belchen tunnel system, and will probably continue until mid-2022. The overhaul is to be conducted without excavation work and without the closure of traffic lanes. Only a reduction of the speed limit to 80 km/h in the existing bore in the Lucerne direction is planned.

Tunnel du Belchen sur l'A2, tunnel de réfection

Un concept de réfection incluant jusqu'à la méthode d'excavation

Le tunnel du Belchen est un élément clé de l'axe Nord-Sud du réseau routier national. Il traverse le Jura plissé et se situe donc dans des couches rocheuses susceptibles de gonfler. Après avoir été exploité pendant plus de 40 ans, le tunnel du Belchen doit être entièrement rénové et son concept statique adapté. Une fermeture du tunnel sur plusieurs années ne serait économiquement pas défendable. C'est ce qui explique la prochaine réalisation d'un troisième tube.

A2 galleria del Belchen, galleria di risanamento

Progetto di ammodernamento della galleria estensibile addirittura al suo metodo di avanzamento

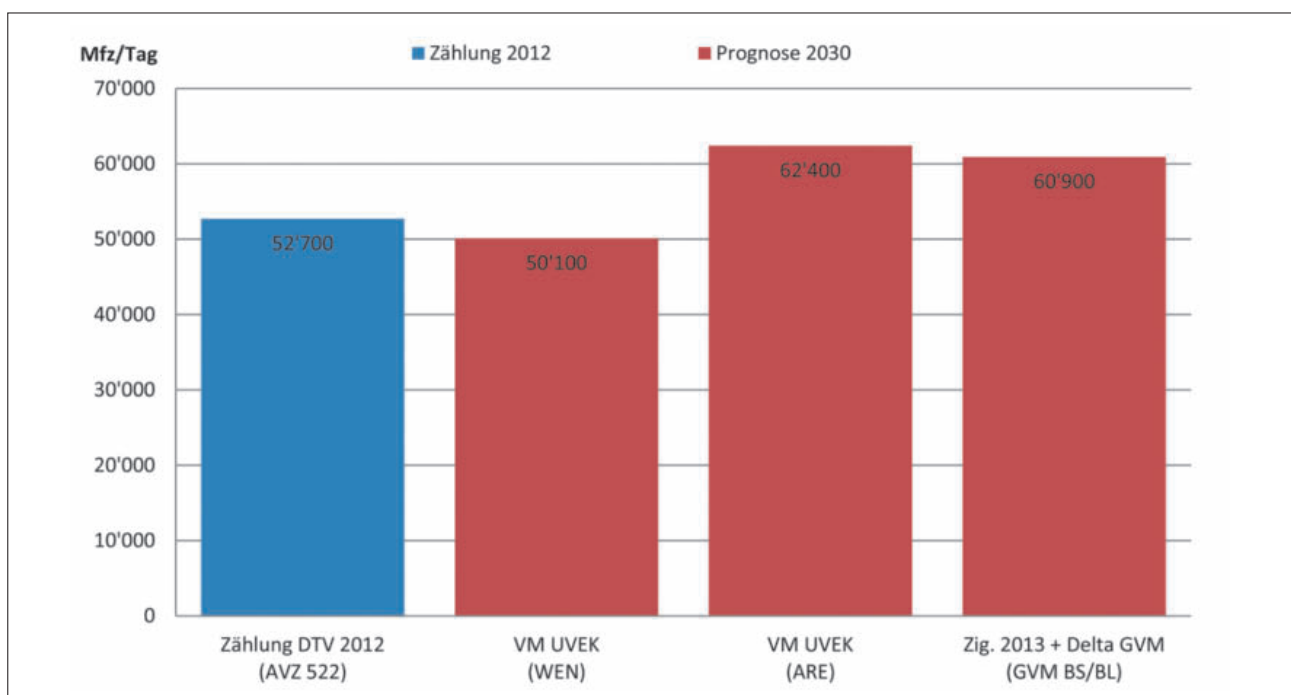
La galleria del Belchen è un elemento essenziale dell'asse nord-sud della rete autostradale nazionale. Attraversa il Giura corrugato ed è costituito quindi da strati idroespansivi. Dopo un periodo di utilizzo di più di 40 anni la galleria del Belchen deve essere completamente rimodernata e il suo concetto statico riadattato. Un blocco pluriennale della galleria non è politicamente economico. Viene quindi realizzato un 3° tubo.

2 Projektchronologie Sanierungstunnel Belchen (STB)

Als Grundstein wurde im Jahr 1997 die "Konzeptstudie zur baulichen Gesamterneuerung des Belchentunnels" erstellt. Darauf basierend entschieden sich die damaligen Bauherren (Kantone Basel-Landschaft und Solothurn, ab 2008 Bundesamt für Strassen ASTRA) für eine Sanierungsvariante mit dreistufigem Ablauf. In der ersten Stufe wird das bestehende Tunnelsystem unter Sperrung jeweils einer Röhre und dem Gegenbetrieb der anderen, Instand gesetzt. Die zweite Stufe sieht die Realisierung des Sanierungstunnel Belchens (STB) vor. Nach Beendigung können in der dritten Stufe alle weiteren Instandsetzungsarbeiten ohne Beeinträchtigungen des

2 Belchen Overhaul Tunnel (BRT): Project Timeline

The "Conceptual study for the overall structural overhaul of the Belchen Tunnel" was drafted as a basis in 1997. The then project clients (the Cantons of Basel-Landschaft and Solothurn; from 2008 onward, the Swiss Federal Roads Office ASTRA) decided on the basis of the study in favour of an overhaul variant with three-phase implementation. During the first phase, the existing tunnel system is to be repaired, involving closure of one bore in each case, and contraflow traffic in the other bore. The second phase will include implementation of the Belchen Rehabilitation Tunnel (BRT) project. After its completion, it will be possible during the third phase,



Quelle/credit: Bundesamt für Strassen ASTRA

1 Verkehrsprognosen 2030 durchschnittlicher täglicher Verkehr (DTV) für den Belchentunnel
Forecasts of average daily traffic through the Belchen Tunnel for 2030

Verkehr vorgenommen werden, da jeweils zwei Röhren zur Verfügung stehen. Die Realisierung des Sanierungstunnels Belchen wird bis 2022 abgeschlossen sein.

3 Geologie

Der Belchentunnel durchquert die meist steilstehenden Gesteinsschichten des Faltenjura. In dem Gebirge herrscht eine intensive Tektonik vor, was sich in einer Zergliederung der Formationen in zahlreiche Schuppen und Falten zeigt. Diese stellen eine bautechnische Herausforderung dar. Die beiden bestehenden Tunnelröhren (BTB) liegen über einer Strecke von insgesamt ca. 1350 m in den Sulfatgesteinen des Keupers. Von grösserer Bedeutung sind dabei die Gesteinsschichten des Gipskeuper, Opalinuston, Schilfsandstein sowie Muschelkalk (Hauptmuschelkalk/Trigonodusdolomit/Lettenkohle).

4 Sanierungsvarianten

Ein Szenario ging davon aus, dass nur der übliche betriebliche Unterhalt im Tunnel weitergeführt wird und keine grösseren baulichen Erneuerungsmassnahmen realisiert werden. Ohne entsprechende Massnahmen besteht jedoch das Risiko, dass sich die bestehenden Schäden vergrössern und so auch an den bisher nicht betroffenen Elementen Schäden entstehen (Bild 2).

Damit verbunden wäre eine schleichende Minderung der Gebrauchsfähigkeit. In der Folge könnte es zu Nutzungseinschränkungen kommen – von Sperrungen eines Fahrstreifens bis hin zu Sperrungen einer oder sogar beider Tunnelröhren. Unter Beachtung der Bedeutung des Belchentunnels für den Verkehr würde dies weitreichende negative

to perform all remaining overhaul work without disruption to traffic, since two bores will be available at all times. Implementation of this project is to be completed by 2022.

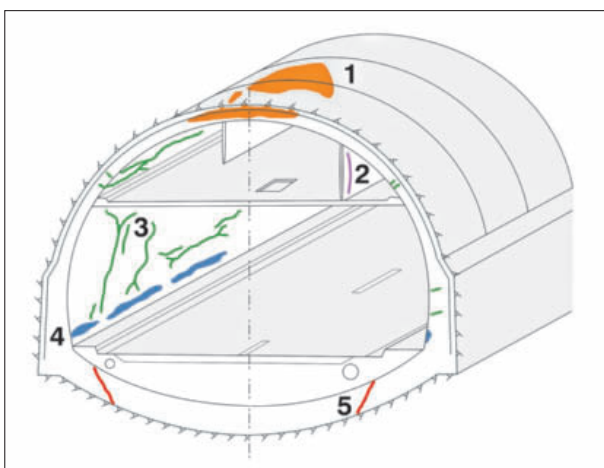
3 Geology

The Belchen Tunnel traverses the mainly steeply inclined strata of the Folded Jura. Intensive tectonics predominate in this range, as is reflected in the subdivision of the formations into numerous wedges and folds. These present a civil-engineering challenge. The two existing tunnel bores (ETB) are located for a total of around 1350 m in the sulphur-bearing rocks of the Keuper. Here, the Gypsum Keuper, Opalinus Clay, Stuttgart Formation and Muschelkalk (Hauptmuschelkalk/Trigonodus [Rottweil] dolomite/Lower Keuper) are of predominant importance.

4 Overhaul Variants

One scenario assumed that only normal operational maintenance would be continued in the tunnel, with no major engineering works for overhaul. There is, however, a risk, if no appropriate measures are implemented, that the existing damage will become more serious, and that tunnel elements not previously affected would thus also suffer damage (Fig. 2).

Such a scenario would be accompanied by a gradual loss of the usability of the tunnel. The consequence could be restrictions on use of the tunnel, extending from closures of one lane up to and including closures of one or even both bores. This would have far-reaching negative implications when the importance of the Belchen Tunnel for national and regional transport is taken into account. A range of different overhaul provisions has therefore been drafted and evaluated with the aim of avoiding this situation.



Quelle/credit: Bundesamt für Strassen ASTRA

2 Typische Schadensbilder an der Tragkonstruktion und Zwischendecke: 1) Hohlstellen im Firstbereich, 2) Deformation Zwischenwand, 3) Risse im Gewölbe, 4) Abplatzungen im Parament, 5) Risse und Abscherungen Sohlgewölbe

Typical damage to the load-bearing structure and false roof:
 1) Roof cavities, 2) Deformation of roof dividing wall,
 3) Cracking of tunnel lining, 4) Spalling of lower side walls,
 5) Cracking and shearing in the invert

The overhaul provisions selected have been grouped into three conceptual variants for the overall structural overhaul:

- Variant 1: Repair of those parts of the structures presently exhibiting visible damage
- Variant 2: Repair of those parts of the structures presently exhibiting visible damage and of potential weak points
- Variant 3: Repair of those parts of the structures presently exhibiting visible damage and the construction of a drainage tunnel below the floor of the tunnel and between the two bores.

A solution was perceived in drainage of the rock formation in the vicinity of the tunnel, in order to counteract the swelling of the Gypsum Keuper. There were, at that time, in practice no comparable sites, and it was firstly decided to conduct a large-scale test. An approx. 370 m long test drainage tunnel (TDT) was constructed for this purpose in the autumn of 2000. Drainage boreholes, which were intended to capture the underground water, were then drilled in a fan pattern from this tunnel. The test was intended to last for seven to ten years. A number of sliding micrometer installations were

Folgen haben. Zur Vermeidung dieses Szenarios wurden verschiedene Erneuerungsmassnahmen ausgearbeitet und bewertet.

Die gewählten Erneuerungsmassnahmen wurden zu drei Konzeptvarianten der baulichen Gesamterneuerung zusammengefasst:

- Variante 1: Instandsetzung der Bauwerksteile mit heute sichtbaren Schäden
- Variante 2: Instandsetzung der Bauwerksteile mit heute sichtbaren Schäden sowie der potentiellen Schwachstellen
- Variante 3: Instandsetzung der Bauwerksteile mit heute sichtbaren Schäden und Bau eines Drainagestollens unter der Sohle des Tunnels zwischen den beiden Tunnelröhren.

Um dem Quellen des Gipskeupers zu begegnen, wurde eine Lösung in der Drainage des Felskörpers im Tunnelnahbereich gesehen. Zum damaligen Zeitpunkt gab es in der Praxis noch keine vergleichbaren Objekte, so dass zunächst beschlossen wurde einen Grossversuch durchzuführen. Im Herbst 2000 wurde dazu ein ca. 370 m langer Versuchsdrainagestollen (VDS) gebaut. Aus dem Stollen heraus wurden fächerweise Drainagebohrungen erstellt, die das Gebirgswasser fassen sollten. Der Versuch sollte 7–10 Jahre andauern. Neben den Einrichtungen zur Messung der gefassten Wassermengen standen in dem Abschnitt mehrere Gleitmikrometerinstallationen zu Verfügung. Die gemessenen Hebungen und Stauchungen im Fels sollten zur Beurteilung der Auswirkungen der Entwässerung durch den Stollen dienen.

Nach rund sechs Jahren Versuchsdauer wurden die ersten Schlüsse gezogen. Es konnte ein grosses Wasservolumen (ca. 1500 m³) aus dem Sohlbereich und den Auflockerungszonen unter den Tunnelröhren gefasst und abgeleitet werden. Dabei war zu beobachten, dass die drainierte Wassermenge stetig abnahm und aktuell kein fliessendes Wasser mehr zu beobachten war. Auch zusätzliche Bohrungen haben kein weiteres Wasservorkommen angeschnitten, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die Verteilung der Bohrungen zweckmässig gewählt war. Aus den Gleitmikrometermessungen ist kein eindeutiges Verhaltensmuster zu erkennen. An einigen Messquerschnitten könnte eine Abschwächung der Quellhebungsentwicklung erahnt werden, an anderen Querschnitten sind keine Veränderungen zu verzeichnen.

4.1 Realisierung der Erneuerungsmassnahmen

Die Kapazität im Gegenverkehrsbetrieb wird, basierend auf den Daten der automatischen Zählanlage, mit ca. 1250 Fz/h je Fahrtrichtung angenommen. Als Staustunden lassen sich damit je Woche 95 Stunden Verkehrsbehinderungen prognostizieren. Pro Tag wären das 13,5 Stunden mit Behinderungen, bei einer maximalen Staulänge von 4,7 km bzw. einer maximalen Wartezeit von 40 Minuten. Bezogen auf das Jahr sind 4 Mio. Stunden Reisezeitverlust im Stammverkehr zu erwarten.

available in this section, in addition to the systems installed for measurement of the flows of water captured. The heaving and compression measured in the rock were to be used for assessment of the effects of drainage via the intended tunnel.

The first conclusions were drawn after around six years of this test. It proved possible to capture and remove a large volume of water (approx. 1,500 m³) from the floor area and the excavation-damaged zones below the tunnel bores. It was noted that the amount of water drained off diminished steadily, and that no further flow of water was observable. Further boreholes also did not encounter any further presence of water, with the result that it can be assumed that the arrangement of the boreholes had been correctly selected. The sliding micrometer measurements do not indicate any clear behaviour pattern. It was possible to surmise a lessening of the trend toward swell heaving at a number of measuring cross-sections, whereas no changes were observable at other cross-sections.

4.1 Implementation of the Overhaul Provisions

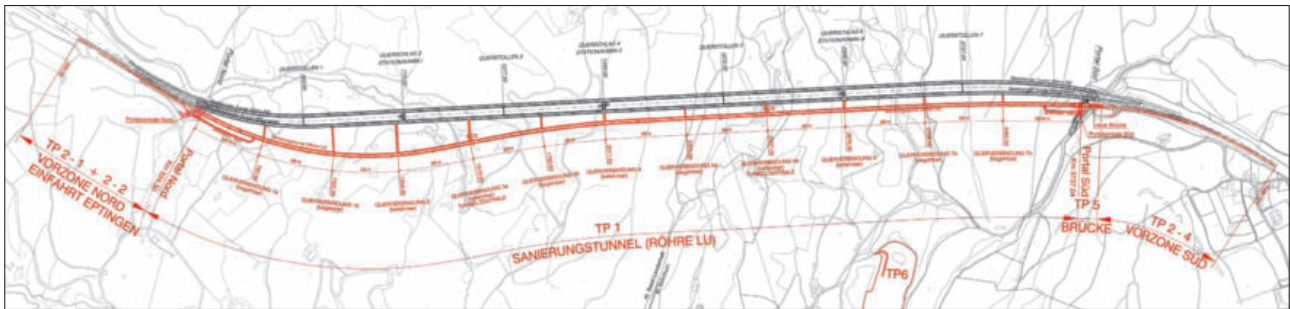
On the basis of the data supplied by the automatic counting system, contraflow-traffic capacity is assumed to be around 1,250 vehicles/h per direction. Some 95 hours of disruption to traffic per week can thus be forecast as delay times. This equates to 13.5 hours per day involving disruption, with a maximum traffic-queue length of 4.7 km and a maximum waiting time of 40 minutes. Extrapolated to one year, this signifies 4 million hours of lost travelling time for regular tunnel users.

The benefits of the BRT arise to a large extent from the fact that significant costs result as a consequence of lost travelling time if no third bore is constructed. In addition, residents along the avoiding routes will not be subjected to additional nuisance by the increased volume of traffic. There is also a further traffic-safety argument in favour of the construction of the BRT, since the likelihood of accidents occurring during contraflow operation is considerably greater than in one-directional flow in two separate bores.

The sensitivity analyses performed indicated that the costs for the BRT would have to be more than 5.5 times greater, i.e., they would need to amount to around 2.8 billion CHF, to arrive at a verdict against overhaul with a relief tunnel. The result is additionally underpinned when one includes the benefits arising from the fact that two bores will always be available, even in emergencies, after completion of the relief tunnel.

5 The Belchen Overhaul Tunnel

The new bore is to be constructed to the west of the two existing bores, at the same elevation, and at a distance of 40 m from them (Fig. 3). For geological reasons, it will be necessary at the northern end to realign the axis to the west at a maximum distance of 116 m.



3 Gesamtsituation STB – BTB
Overall situation BRT – ETB

Der Nutzen des STB beruht zu einem wesentlichen Teil darauf, dass ohne eine dritte Röhre erhebliche Kosten infolge von Reisezeitverlusten entstehen. Zudem werden die Bewohner entlang der Ausweichrouten durch den erhöhten Verkehr nicht zusätzlich belastet. Ein weiteres Argument für den Bau des STB stellt die Verkehrssicherheit dar, da die Gefahr von Unfällen im Gegenverkehr wesentlich höher als im Richtungsbetrieb mit zwei Röhren ist.

Die durchgeführten Sensitivitätsanalysen haben ergeben, dass die Kosten des STB über 5,5 mal höher sein müssten, also bei über 2,8 Mrd. CHF, um ein Ergebnis gegen die Instandsetzung mit Sanierungstunnel zu erreichen. Zusätzlich abgesichert wird das Ergebnis, wenn man den Nutzen aus der Möglichkeit einbezieht, dass nach der Fertigstellung des Sanierungstunnels auch im Notfall immer zwei Röhren zur Verfügung stehen.

5 Sanierungstunnel Belchen

Die neue Röhre wird westlich der bestehenden zwei Röhren in gleicher Höhenlage mit einem Regelabstand von 40 m erstellt (Bild 3). Im nördlichen Bereich muss die Achse aus geologischen Gründen mit einem maximalen Abstand von 116 m nach Westen verschwenkt werden.

Die Trasse ist als zweistreifige Hochleistungsstrasse der Klasse I mit einer Ausbaugeschwindigkeit von 100 km/h vorgesehen. Im Normalfall findet der Betrieb von Norden nach Süden statt. In Ausnahmefällen ist auch eine Nutzung im Gegenverkehr möglich. Die neue Röhre hat eine Länge von 3,2 km und entspricht im Lichtraumprofil den aktuellen Normen. Für eine ausreichende Entlüftung ist eine Zwischendecke mit steuerbaren Abluftklappen vorgesehen. Die Versorgungsleitungen (Elektro-, Löschwasserleitungen etc.) werden in einem begehbaren Werkleitungskanal (WELK) unter der Fahrbahn geführt.

Über Querverbindungen wird die neue Röhre an die bestehende Röhre Mitte angebunden. Insgesamt sind elf Verbindungen vorgesehen – fünf befahrbare und sechs begehbare. Der Abstand zwischen den Querverbindungen beträgt dabei zwischen 250 und 290 m.

The tunnel route is to take the form of a Class I two-lane high-capacity motorway with a speed limit after completion of 100 km/h. It will normally carry traffic in a north-to-south direction; contraflow will also be possible in exceptional cases. The new bore has a length of 3.2 km, with a structure gauge which conforms to current standards. A false roof with adjustable exhaust-air dampers is planned, in order to ensure adequate tunnel ventilation. The supply conduits (electrical cables, fire-fighting water pipes, etc.) are to be routed in a walk-in service duct under the carriageway.

The new bore is connected to the existing (now “central”) bore via cross-passages. A total of eleven connections are included, of which five are designated for vehicles and six for pedestrians only. The distances between the cross-passages vary between 250 and 290 m.

The completion of the third bore will make it possible to route traffic through the other bores as necessary during the continuing overhaul work on the original bores. The third tunnel bore is purely a relief tunnel, and does not result in an increase in capacity.

5.1 Project Requirements

Special requirements apply for the Belchen Overhaul Tunnel. Primary among these are the conditions resulting from tunnelling through the swellable geological zones, which dictated the tunnel routing and structure gauge. Prompt completion of the segmental lining rings is necessary in the swellable zones, in order to generate resistance to the increasing swelling pressure as quickly as possible. It is therefore planned that the definitive load-bearing vault roof be created as little as four months after excavation and the installation of the first supporting shell. That construction method which would permit the most non-disruptive excavation was to be preferred, in view of the great swelling potential.

6 Tunnelling Methods/Method Selection

The selection of a tunnelling method is determined significantly by the project requirements. It is necessary here to differentiate between boundary conditions which must be fulfilled (mandatory criteria) and those which can be fulfilled optionally (desirable criteria). The definitive criteria which will

Mit der Fertigstellung der dritten Röhre kann der Verkehr entsprechend den Erfordernissen bei den weiteren Sanierungsarbeiten der bestehenden Röhren wahlweise durch die übrigen Röhren geführt werden. Die dritte Tunnelröhre ist ein reiner Sanierungstunnel und führt nicht zu einer Kapazitätserhöhung.

5.1 Projektanforderungen

Für den Sanierungstunnel Belchen gelten besondere Anforderungen. Vorrangig sind dabei die aus dem Durchfahren der quellhaften Gesteinszonen entstehenden Bedingungen, die die Linienführung und das Normalprofil bestimmen haben. In den quellhaften Gesteinszonen ist ein schneller Ringschluss notwendig, um dem sich entwickelnden Quelldruck möglichst schnell einen Widerstand entgegenzubringen. Daher wird vorgesehen, dass das definitive tragfähige Gewölbe bereits vier Monate nach dem Ausbruch und dem Einbau der ersten Sicherungsschale erstellt ist. Unter Beachtung des grossen Quellpotentials war die Baumethode zu favorisieren, welche einen möglichst schonenden Abbau ermöglicht.

result in the further pursuance or in the abandonment of a tunnelling method are frequently dictated by site properties and characteristics. It may be appropriate to perform a quantitative risk analysis for the various tunnelling methods, in addition to the qualitative aspects. Such an analysis will evaluate and quantify the various strengths and weaknesses of a particular tunnelling method with reference to the specific project. This method was applied in the case of the BRT (Fig. 4).

The qualitative evaluation made possible an initial short-listing of the tunnelling methods available in principle. These were limited to: conventional tunnelling (CT) using blasting (BT – blasting of tunnel crown, bench and floor), possibly in combination with roadheader tunnelling (BT/mechanically assisted excavation in rock – non-disruptive blasting of pilot tunnel, crown and bench, floor using a roadheader), and mechanical tunnelling using a tunnel boring machine (TBM). Method-specific provisions aimed at reducing the risks during tunnelling could be planned for the various tunnelling methods. In the case of mechanical tunnelling, for example, these would take the form of pre-excitation exploration by

Risiko: Erläuterung kurze Beschreibung						Beurteilung K, A und P aus Sicht IG	
Vortriebsmethode:	SPV ohne	SPV mit	TSM		TBM ohne		TBM mit
Schadensausmass:	Sanierungsmassnahmen		Sanierungsmassnahmen		Sanierungsmassnahmen		
Kostenabschätzung: (K)	Kostenabschätzung IG über Mannstunden (1 Woche: ca. 220'000,- CHF im SPV und TSM, sowie 250'000,- CHF im TBM - inkl. Stillstandszeiten)						
Anzahl (A):	Häufigkeit eines Risikos im Bezug auf STB						
Eintretenswahrscheinlichkeit (P):	Abschätzung Eintretenswahrscheinlichkeit des Risikos je Anzahl und je Vortriebsmethode - unter Berücksichtigung der Massnahmen je Vortriebsmethode						
Ausmasskosten K*A*P	120'000	50'000	Ausmasskosten je Risiko: "K * E * P" in CHF				
Eintretenswahrscheinlichkeit (P)	häufig 50-80%	IV	A	D	Darstellung der IG-Ansicht je Szenario in der Matrix. Die quantitative Kostenfolge je Eintreten entspricht den Ausmasskosten, jedoch in einer Bandbreite.		
	mittel 30-50%	III					
	wenig 1-30%	II	B; C	E			
	nie 0-1%	I					
			a	b	c	d	e
			keine	wenig	mittel	gross	sehr gross
			-100'000	-500'000	-2 Mio.	-5 Mio.	>5 Mio.
quantitative Kostenfolge bei Eintreten (K)							
Vortriebsmethode		K	P	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>■ nicht akzeptierbares Risiko bzw. Risiko mit massiven Kostenfolgen</p> <p>■ möglichst zu vermeidendes Risiko</p> <p>■ Risiko im akzeptierbaren Bereich</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>Eingabebereich der beurteilenden Person mit Namensangabe sowie seine Kostenabschätzung K und die Eintretenswahrscheinlichkeit. Die Anzahl A ist bereits vorgegeben.</p> </div> </div>			
A	SPV ohne Massnahmen	b	IV				
B	SPV mit Massnahmen	a	II				
C	TSM mit Massnahmen	a	II				
E	TBM mit Massnahmen	b	II				

Risikobeurteilung			
Name: _____			
K	A	P	R*
Mio. CHF		in %	R=K*E
2	1	70%	1.40
2	1	30%	0.60
5	1	70%	3.50
5	1	30%	1.50

4 Risikobeurteilung
Risk analysis

Quelle/credit (2): Bundesamt für Strassen ASTRA

6 Vortriebsmethoden/Vortriebswahl

Die Wahl der Vortriebsmethode wird massgeblich von den Projektanforderungen bestimmt. Dabei ist zwischen den zwingend zu erfüllenden (Musskriterien) und den optional zu erfüllenden Rahmenbedingungen (Sollkriterien) zu differenzieren. Massgebliche Kriterien, die zur Weiterverfolgung oder zum Ausschluss einer Vortriebsmethode führen, werden häufig von den Baugrundeigenschaften vorgegeben. Ergänzend zu den qualitativen Aspekten kann es zweckmässig sein, eine quantitative Risikoanalyse für die verschiedenen Vortriebsmethoden durchzuführen. In dieser werden die verschiedenen Stärken und Schwächen einer Vortriebsmethode projektbezogen ausgewertet und quantifiziert. Die Methode wurde für den STB angewandt (Bild 4).

Anhand der qualitativen Bewertung konnte eine erste Auswahl der grundsätzlich möglichen Vortriebsmethoden getroffen werden. Hier wurden eingegrenzt: der konventionelle Vortrieb (KVT) im Sprengvortrieb (SPV – Sprengvortrieb Kalotte, Strosse und Sohle) evtl. in Kombination mit einem Teilschnittmaschinenvortrieb (SPV/MUF – Pilotstollen "schonend" sprengen, Kalotte und Strosse, Sohle mit TSM) und der maschinelle Vortrieb mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM). Für die Vortriebsmethoden könnten methodenspezifische Massnahmen, die die Risiken beim Vortrieb herabsetzen, vorgesehen werden. Für den maschinellen Vortrieb wären dies z. B. Vorauserkundungen mittels Bohrungen über den Schild und durch den Bohrkopf vor den vermuteten Übergangsbereichen, Injektionen radial im rückwärtigen Bereich des Tübbingrings, über dem Schild und Bohrkopf sowie vorauseilend, GFK-Brustankerung durch den Bohrkopf, Spiessen über den Bohrkopf, Entwässerungsbohrungen u. a.

Die Risikoanalyse für die Vortriebswahl wurde auf verschiedenen Bearbeitungsstufen und Risikomethoden durchgeführt. Die erste Phase beinhaltete eine technische Beurteilung der Vortriebsmethoden bezogen auf den STB und davon ausgehend den Vorschlag für die auszuschreibende Vortriebsmethode. Es wurde eine Matrix der möglichen Vortriebsmethoden und bautechnischen Merkmale erstellt und nach Eignung eingestuft. Die Beurteilung von Kosten und Risiken erfolgte in dieser Phase noch nicht; es wurde zunächst nur die bautechnische Machbarkeit bewertet.

In der zweiten Phase wurden die Projektrisiken jeder Vortriebsmethode durch eine qualitative Risikobewertung vorgenommen. Die Auswertung der Einzelbewertungen ergab die geringsten Risikofaktoren bei der Vortriebsmethode Tunnelbohrmaschine mit Schild (TBM-S) mit Massnahmen. Die höchsten Risiken wurden bei beiden Methoden ohne Massnahmen (TBM sowie konventionell) ermittelt.

6.1 Risikoeinordnung

Die möglichen Risiken können beim STB in zwei Gruppen eingeteilt werden: Zum einen die Bauphasenrisiken, also jene Risiken die bereits während des Baus eintreten können,

means of boreholes in front of the shield and through the cutter head before tunnelling into suspected transitional zones, radial injections in the rearward zone of the lining segment ring, above the shield and cutter head, and advance GRP anchoring of the face through the cutter head, pinning through the cutter head, drainage borings, etc.

The risk analysis for the selection of the tunnelling method was performed at various planning levels and using various risk methods. The first phase included a technical assessment of the tunnelling methods referred specifically to the BRT and, on the basis of this, a proposal of the tunnelling method for the tendering documentation. A matrix of the possible tunnelling methods and civil-engineering features was drafted, including classification by relative suitability. This phase did not include assessment of costs and risks. Only civil-engineering feasibility was evaluated.

In the second phase, the project risks were examined for each tunnelling method by means of qualitative risk analysis. Evaluation of the individual analyses in all cases indicated the lowest risk factors for the tunnel boring machine with shield (TBM-S) method with appropriate support provisions. The highest risks occurred in the two methods with no support provisions (TBM and conventional).

6.1 Risk Classification

The potential risks for the BRT can be classified into two groups: on the one hand, the construction-phase risks, i.e., those risks which may occur as early as the construction phase, and on the other hand the long-term risks forming part of the conception of the third bore.

6.2 Construction-Phase Risks – Scenarios

The construction-phase risks are part of the project client's sphere of responsibility, so he could bear any financial consequences occurring. Various scenarios were outlined, complete with their probability of occurrence and the resulting costs.

The risk analysis demonstrated clearly that the risk costs within any one tunnelling method decrease steeply from "with no provisions" to "with provisions". This is primarily due to the fact that the probability of occurrence becomes lower "with provisions". Risk "=0" is not possible even "with provisions", however, since there will always be a residual risk. The provisions are designed to reduce the probability of occurrence of harm to both property and persons to the greatest extent possible.

The risk analysis did not yield a clear order of tunnelling methods. The following results can be ascertained, however (Figs. 5 + 6): the BT, roadheader and TBM methods, with support provisions in each case, are possible as optional tunnelling methods for the BRT, the TBM leading ahead of all other methods on the criterion of likelihood of occurrence. To be set against this is the fact that this method involves the higher potential harm level.

Und zum anderen die Langzeitriskien, welche in die Konzeption der dritten Röhre eingeflossen sind.

6.2 Bauphasenrisiken – Szenarien

Die Bauphasenrisiken liegen im Verantwortungsbereich des Bauherren. Die auftretenden Kostenfolgen können zu seinen Lasten gehen. Es wurden diverse Szenarien skizziert, die mit einer Eintretenswahrscheinlichkeit und den resultierenden Kosten versehen wurden.

Die Risikoanalyse zeigte klar, dass innerhalb einer Vortriebsmethode die Risikokosten von "ohne Massnahmen" zu "mit Massnahmen" stark abnehmen. Dies liegt in erster Linie daran, dass die Eintretenswahrscheinlichkeit "mit Massnahmen" geringer wird. Ein Risiko "0" kann es jedoch auch "mit Massnahmen" nicht geben, da immer ein Restrisiko verbleibt. Die Massnahmen sind jedoch darauf ausgelegt, das Eintreten von Sach- wie auch Personenschäden weitmöglich zu reduzieren.

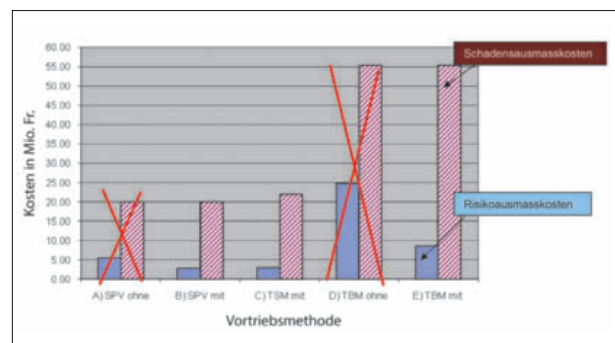
Die Risikoanalyse hat keine klare Reihenfolge der Vortriebsmethoden ergeben. Es lassen sich jedoch folgende Resultate festhalten (Bild 5, 6): Die Vortriebe SPV, TSM und TBM jeweils mit Massnahmen sind für den STB als optionale Vortriebe möglich, wobei die Variante der TBM bezüglich der Eintretenswahrscheinlichkeiten vor allen anderen Methoden liegt. Dem entgegen steht, dass sie das höhere Schadensausmass aufweist.

Basierend auf den Risikoanalysen wurde beschlossen, in der Submission als Amtslösung den Vortrieb mittels TBM-S mit Massnahmen sowie als Amtsvariante den konventionellen Sprengvortrieb mit Massnahmen auszuschreiben. Zusätzlich waren als Unternehmervarianten der Vortrieb mittels TBM-S (open-close-mode) mit Massnahmen sowie der Vortrieb mittels TSM mit Pilotstollen aus der Amtslösung zugelassen. Vortriebsmethoden ohne Massnahmen wurden nicht zugelassen.

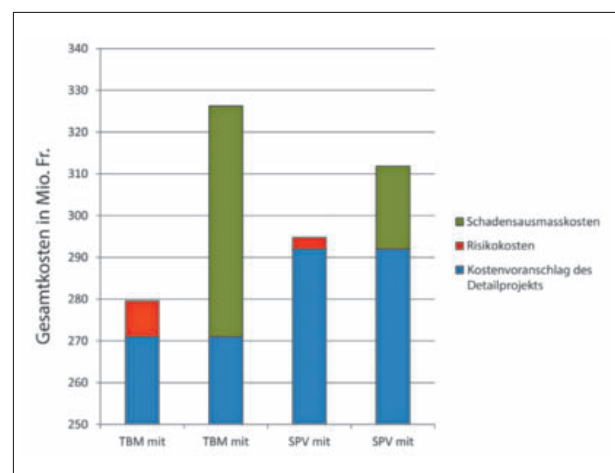
Zudem wird für den TBM-Hauptvortrieb der Durchlaufbetrieb im Gipskeuper und Opalinuston vorgeschrieben. In den geologischen Übergangszonen sind geplante Stillstände der TBM nicht gestattet. In allen Szenarien würde sich die Problematik beim Auftreten von Wasser deutlich verschärfen.

7 Submission

In der Phase Detailprojekt wurden, um die Einengung auf eine Methode zu vermeiden, mit dem konventionellen Vortrieb und der Tunnelbohrmaschine zwei technisch gleichwertige Projekte für den STB erarbeitet. Die technische Gleichwertigkeit ist durch die erarbeitete Risikoanalyse bestätigt worden. Im Weiteren wurden die beiden Amtslösungen mit analogen Eignungs- und Zuschlagskriterien ausgeschrieben. Es wurden insgesamt neun Angebote (4 Amtslösung TBM, 2 Amtslösung KVT, 1 Unternehmervariante TBM und 2 Unternehmervarianten KVT) eingereicht. Die höhere Zahl an eingereichten Angeboten für die TBM-Variante lässt vermuten, dass diese aus Sicht der Unterneh-



5 Bauphasen-Risikokosten – Schadenskosten aller Szenarien
Construction-phase risk costs – Damage costs for all scenarios



6 Gesamtkosten mit Risiko- und Schadensausmass
Total costs, showing risk and damage levels

Quelle/credit (2): Bundesamt für Strassen ASTRA

It was resolved on the basis of the risk analyses to publish invitations to tender for tunnelling using TBM-S with support provisions in the submission as the official proposal and, as an official alternative variant, using conventional blasting with support provisions. Tunnelling using TBM-S (open-close mode) with provisions, and tunnelling using roadheader with pilot tunnel from the official proposal were also approved additionally as contractor's variants. Tunnelling methods not including provisions were not approved.

In addition, non-stop operation in the Gypsum Keuper and Opalinus Clay was mandatorily specified for the main TBM tunnelling operations. Scheduled TBM shut-downs are not permitted in the geological transition zones. Encountering water would significantly exacerbate the problems in all scenarios.

7 Submission Proposals

In the "Detail project" phase, two technically equivalent projects were drafted for the BRT, using conventional tunnelling and the tunnel-boring machine, in order to preclude restriction to one single method. Technical equivalence was confirmed by the risk analysis which was drafted. Invitations to tender were then issued containing the two official propos-

mer günstiger zu sein scheint. Die in den Detailprojekten und der Risikoanalyse definierten Massnahmen sind in den Submissionsunterlagen integriert gewesen; damit sind die Kosten und die Zeit für die Umsetzung der Massnahmen in den Angeboten berücksichtigt.

Das Delta zwischen den beiden Vortriebsmethoden liegt gemäss Submissionsergebnis bei ca. 30 Mio. CHF. In Anbetracht der Gesamtinvestitionssumme lässt sich hierüber somit noch keine der beiden Methoden definitiv ausschliessen.

Im Rahmen der Evaluation fand, auf Basis der eingereichten technischen Beschreibungen der Unternehmer, eine Beurteilung bezüglich der wichtigsten geotechnischen Gefährdungsbilder während des Vortriebs statt. Diese lassen sich in zwei Gruppen zusammenfassen: Zum einen in Gefährdungen im Zusammenhang mit der Stabilität des Gebirges im Ortsbrustbereich (z. B. Verbruch beim Anfahren einer Störzone oder vom Karst), zum anderen in Gefährdungen im Zusammenhang mit der Quellfähigkeit des Gebirges (z. B. Verklemmen des Schildes oder Deformation des Tübbingrings infolge eines unplanmässig langen Stillstands oder eines unerwartet zügigen Quellvorgangs). Auch sind Rückkopplungen zwischen den beiden Gefährdungen nicht auszuschliessen. Obwohl bereits zwei Tunnelröhren bestehen und in der Vorbereitung vielfache Sondierbohrungen durchgeführt wurden, ist während des Vortriebs mit Abweichungen von den geologischen Prognosen zu rechnen. Daher muss an der systematischen und konsequenten Vorauserkundung festgehalten werden.

Im Vortrieb ist nicht damit zu rechnen, dass grosse Wasserzuflüsse angefahren werden. Die bestehenden Röhren weisen einen gewissen Drainageeffekt auf, so dass möglicherweise nur noch lokale Aquifere oder einzelne wasserführende Strukturen angebohrt werden. Der im Zusammenhang mit dem KVT-Vortrieb vorgesehene Pilotstollen erleichtert eine Umsetzung der notwendigen Sicherungsmassnahmen. Weiterhin können Vorauserkundungen während des Haupt- bzw. Kalottenvortriebs entfallen. Der KVT-Vortrieb bietet beim Antreffen auf stark quellende Zonen eine grössere Flexibilität. In beiden Vortrieben muss das anfallende Bergwasser konsequent gefasst und abgeführt werden. Die Anordnung und Realisierung der Sickerschlitzte ist bei einem KVT-Vortrieb einfacher als bei einem TBM-Vortrieb.

Ein Punkt sind negative Umweltauswirkungen, z. B. in Form von Staub. Im konventionellen Vortrieb ist einerseits ein Pilotstollen gefordert, andererseits ein Verbot für die Bedüsung des Schrämkopfes bei der TSM sowie das trockene Bohren beim SPV vorgegeben. Dies kann zu einer massiven Staubeentwicklung führen, mit Werten deutlich über den zulässigen SUVA-Grenzwerten, die zwingend einzuhalten sind. In der Folge könnte es zum Stillstand der Arbeiten kommen. Dem Bauherren entstehen daraus zunächst keine direkten Kostenfolgen, jedoch besteht bei wiederholtem Eintreten das Risiko einer erheblichen Bauzeitverzögerung. Beim Vor-

als with analogous suitability and additional criteria. A total of nine bids were submitted (4 official proposal TBM, 2 official proposal CT, 1 contractor's variant TBM and 2 contractor's variants CT). The higher number of bids submitted for the TBM variant suggests that this also appears the better solution from the contractors' point of view. The provisions defined in the detailed projects and the risk analysis were integrated into the submission documentation; the costs and time input for implementation of these provisions are thus included in the bids.

The submission result indicates that the difference between the two tunnelling methods amounts to around 30 million CHF. In view of the total investment amount, neither of the two methods can thus be definitively excluded on this criterion.

The evaluation included an assessment of the most important geotechnical hazard scenarios during tunnelling, based on the technical descriptions submitted by the contractors. These can be categorised into two groups: on the one hand, hazards associated with the stability of the rock at and around the face (e.g. a collapse during tunnelling in a fault zone or from the karst) and, on the other hand, hazards associated with the swelling capacity of the rock (e.g. jamming of the shield or deformation of the lining segment ring as a result of long unscheduled stoppages or of unexpectedly rapid swelling). Interactions between these two hazard groups cannot be excluded, either. Deviations from the geological forecasts must be anticipated during tunnelling, despite the fact that two tunnel bores already exist and that numerous exploratory boreholes have been made during the preparatory phase. Systematic and consistent advance exploration must therefore be maintained.

It is not to be anticipated that major influxes of water will be encountered during tunnelling. The existing bores exercise a certain drainage effect, with the result that it may be that only local aquifers or isolated water-conducting structures will be tapped. The pilot tunnel planned in conjunction with CT tunnelling will make implementation of the necessary support provisions easier. Advance exploration can, in addition, be dispensed with during main/tunnel-crown heading. CT tunnelling offers greater flexibility if severely swelling zones are encountered. In both tunnelling methods, the underground water encountered must be consistently captured and removed. The placing and creation of rubble drains is easier in CT than in TBM tunnelling.

One relevant item are negative environmental effects, in the form, for example, of dust. A pilot tunnel is, on the one hand, a requirement for conventional tunnelling, but a prohibition is imposed on spraying of the cutter head in roadheader tunnelling, and dry drilling specified in BT tunnelling. This may result in massive dust generation, with figures significantly above the permissible SUVA levels, adherence to which is mandatory. Interruptions to the work could be the result. No immediate cost consequences would initially result for the



7 Überblick über die Aushubarbeiten für den Voreinschnitt Süd
Overview of the excavation work for the south pilot cut

trieb mit der TBM ist das Risiko der massiven Staubbentwicklung deutlich geringer.

Ein anderer umweltrelevanter Punkt sind die Auswirkungen durch Lärm. So könnte es durch Detonationen beim KVT zu Beeinträchtigungen der Nutzer im bestehenden Tunnelsystem kommen. Beispielsweise ist, trotz der Vorgabe des schonenden Sprengens, nicht auszuschliessen, dass es infolge eines Detonationsknalls, der in den bestehenden Tunnelröhren wahrgenommen werden kann, zum Erschrecken und in der Folge zu Fehlverhalten und Verkehrsunfällen kommen kann. Das Szenario ist als gering anzunehmen, im Vergleich zum Vortrieb mit TBM jedoch vorhanden.

Ein weiterer umweltrelevanter Punkt besteht bei der Bearbeitung des Ausbruchmaterials. Es ist vorgesehen, das Material in der nahe gelegenen Deponie Fasiswald zu verbauen. Da es sich zum Grossteil um anhydrites Gestein handelt, wird diese mittels verwittertem Opalinuston abgedichtet, so dass keine Ausspülungen ausgetragen werden können. Im KVT ist zu beachten, dass das Ausbruchmaterial durch den Gebrauch von Sprengstoff zusätzlich verunreinigt wird. Besonders kritisch ist die erhöhte Nitritbelastung. Für einen Einbau des Materials in der Deponie würden zusätzliche Massnahmen zur Vermeidung einer Austragung der belastenden Stoffe notwendig werden. Weiterhin würde die Deponie in eine andere Kategorie eingestuft werden, was ebenfalls mit erhöhten Kosten verbunden wäre. Beim Vortrieb mittels TBM ist das Ausbruchmaterial als sauberes Material einzustufen. Neben der Abdichtung der Deponie wären keine weiteren Massnahmen notwendig und der Einbau unkritisch.

8 Vergabe und bisherige Arbeiten

Im Sommer 2014 wurden nach eingehender Prüfung und Auswertung der Offerten die Arbeiten an die ARGE Marti Belchen, einem Zusammenschluss aus drei Marti-Unternehmen, auf Basis der Amtslösung TBM, vergeben. Zurzeit laufen die Installations- und Vorbereitungsarbeiten. Der Tunnelvortrieb wird 2016 beginnen können.



8 Hangsicherung als Vorbereitung für den Voreinschnitt Süd
Preparatory slope stabilisation for the south pilot cut

project client, but repeated occurrence would involve the risk of significant delays in completion. In TBM tunnelling the risk of massive dust generation is significantly lower.

Another environmentally relevant item is the effects of noise. Explosions occurring during CT tunnelling could, for example, impinge on the users of the existing tunnel system. Despite the requirement for non-disruptive blasting, the possibility that the noise of an explosion audible in the existing bores might frighten motorists, and result in driving errors and even road accidents, cannot be excluded. The likelihood of this scenario can be assumed to be low, but is, unlike TBM tunnelling, nonetheless existent.

A further environmentally relevant item is the handling of the excavated material. Installation of this material in the nearby Fasiswald landfill is planned. This material will consist largely of anhydrite rock, and will therefore be sealed off using weathered Opalinus Clay, in order that no leaching can occur. It must be noted, in the case of CT, that the excavated material will also be additionally contaminated as a result of the use of explosives. The elevated nitrite contamination is a particularly critical point. Additional provisions for the avoidance of escape of the contaminants would be necessary for installation of this material in the landfill. The landfill would also have to be reclassified into a different category, which would again involve higher costs. The material excavated in TBM tunnelling can be classified as uncontaminated material. There would be no other provisions necessary, apart from sealing of the landfill, and installation would be non-critical.

8 Award of Contract and Work Status

After detailed examination and evaluation of the bids, the contract for the works was awarded in the summer of 2014 to the Marti Belchen consortium, an alliance consisting of three Marti companies, on the basis of the TBM official proposal. Installation and preparatory work is currently proceeding. It will be possible to start tunnelling in 2016.

Quelle/credit (2): Bundesamt für Strassen ASTRA

Bruno Gugelmann, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano/CH
Rolf Gabriel, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, IUB Engineering AG, Bern/CH

Erhaltungsprojekt A8 Interlaken-Ost–Brienz

Sicherheitsstollen Giessbach- und Chüebalmtunnel

An der A8 im Berner Oberland werden zurzeit durch das ASTRA Arbeiten zur Erhöhung der Tunnelsicherheit ausgeführt. Diese umfassen den Bau von Sicherheits- und Fluchtstollen bei den bestehenden Nationalstrassentunneln. Anschliessend wird ein umfangreiches Erhaltungsprojekt umgesetzt. Dieser Beitrag gibt eine Projektübersicht und berichtet insbesondere vom Bau der Sicherheitsstollen Chüebalm und Giessbach.

A8 Interlaken-East–Brienz Maintenance Project

Giessbach and Chüebalm Tunnel Safety Tunnels

Currently the ASTRA (Federal Roads Office – FEDRO) is undertaking activities to enhance tunnel safety on the A8 in the Berne Oberland. This includes the building of safety and evacuation tunnels for the existing national highway tunnels. Subsequently a comprehensive maintenance programme will be launched. This report provides an overview of the project and concentrates especially on the production of the Chüebalm and Giessbach safety tunnels.

1 Einleitung

Das Bundesamt für Strassen ASTRA hat das Projekt „Tunnelsicherheit Berner Oberland“ lanciert. Bei den Arbeiten an der A8 geht es in erster Linie um die stetige Verbesserung der Sicherheit der Verkehrsteilnehmer. Ausserdem wird durch eine Gesamterneuerung der A8 zwischen Interlaken-Ost und Brienz sichergestellt, dass sie ihre Funktion als Verbindungsachse für das Berner Oberland auch in Zukunft erfüllen kann.

2 Projektübersicht

Der Nationalstrassenabschnitt der A8 zwischen Interlaken-Ost und Brienz wird zurzeit umfassend instandgesetzt. Zum einen werden die drei bestehenden Tunnel Giessbach, Chüebalm und Sengg durch Sicherheits-, respektive Fluchtstollen nachgerüstet; die Ausführung der Bauarbeiten ist derzeit im Gange. Nach Abschluss dieser Arbeiten werden nebst den Haupttunneln auch alle weiteren Kunstbauten und Stützbauwerke, die Trasse sowie die BSA-Anlage (Betriebs- und Sicherheitsausrüstung) entlang der gesamten Strecke instandgesetzt.

Als Bauherr, Planer und Bauleitung sind am Projekt beteiligt:

- Bauherrschaft: Bundesamt für Strassen ASTRA, Filiale Thun
- Projekt- und Bauleitung für die Sicherheits- und Fluchtstollen: Ingenieurgesellschaft IG N8 (IUB Engineering AG, Kissling+Zbinden AG, CSD Ingenieure AG)
- Projekt- und Bauleitung für das Erhaltungsprojekt: Ingenieurgesellschaft IG Brienersee (Emch+Berger AG, IUB Engineering AG, Kissling+Zbinden AG)

1 Introduction

The Federal Roads Office FEDRO (ASTRA) has embarked on the “Tunnel Safety in Berne Oberland” project. The work on the A8 is first and foremost concerned with constantly improving the safety of traffic users. Furthermore total renovation of the A8 between Interlaken-East and Brienz will assure that it will also be capable of fulfilling its function as a transport artery for the Berne Oberland in future as well.

2 Project Overview

The A8 national highway section between Interlaken-East and Brienz is being thoroughly redeveloped at present. First of all the existing Giessbach, Chüebalm and Sengg tunnels are being retrofitted with safety or evacuation tunnels; work is currently forging ahead. After this task is concluded alongside the main tunnels, all further engineering works and supporting structures, the route itself as well as the operating and safety installations along the entire section will be renovated.

Involved in the project as client, planner and supervising construction are:

- Client: Federal Roads Office FEDRO, Thun branch
- Project and construction management for the safety and evacuation tunnels: Ingenieurgesellschaft IG NB (IUB Engineering AG, Kissling+Zbinden AG, CSD Ingenieure AG)
- Project and construction management for the maintenance project: Ingenieurgesellschaft IG Brienersee (Emch+Berger AG, IUB Engineering AG, Kissling+Zbinden AG)

Projet de maintenance de l'A8 Interlaken-Est–Brienz

Galeries de sécurité dans les tunnels de Giessbach et de Chüebalm

Des travaux destinés à améliorer la sécurité des tunnels sont actuellement effectués par l'OFROU sur l'A8, dans l'Oberland bernois. Ces travaux comprennent la construction de galeries de sécurité et d'évacuation dans les tunnels autoroutiers existants. Par la suite, un vaste projet de maintenance sera mis en œuvre. Cet article donne un aperçu général du projet et évoque en particulier la construction des galeries de sécurité de Chüebalm et de Giessbach.

Progetto di manutenzione A8 Interlaken-Ost–Brienz

Cunicolo di sicurezza Giessbachtunnel e Chüebalmtunnel

Attualmente nell'Oberland Bernese l'ufficio federale delle strade (USTRA) esegue lavori per aumentare la sicurezza nelle gallerie. Questi comprendono lavori di costruzione di cunicoli di sicurezza e di fuga per le gallerie delle strade nazionali esistenti. In seguito verrà realizzato un vasto progetto di manutenzione. Questo contributo fornisce una panoramica dei progetti previsti e tratta in particolare la costruzione dei cunicoli di sicurezza di Chüebalm e Giessbach.

- Projekt- und Bauleitung für die BSA-Anlage: Ingenieur-gemeinschaft IUB/IM (IUB Engineering AG, IM Engineering AG)

3 Sicherheitsstollen

3.1 Sicherheitsstollen Chüebalmtunnel

Der Sicherheitsstollen (SiSto) entlang des Chüebalmtunnels ist ca. 1150 m lang und weist einen Ausbruchquerschnitt von ca. 15 m² auf. Es werden fünf neue Notausgänge erstellt, die den Strassentunnel in Form von begehbaren Querverbindungen (QV) an den Sicherheitsstollen anschliessen. Da die bestehende Tunnelzentrale am Westportal nicht genügend Platzreserven aufweist, wird die Zentrale entsprechend erweitert. Zudem wird für die BSA im SiSto gegenüber der mittleren Querverbindung ein technisches Lokal erstellt.

3.2 Sicherheitsstollen Giessbachtunnel

Der Sicherheitsstollen entlang des Giessbachtunnels ist ca. 3300 m lang und wird mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM) mit 5,20 m Durchmesser aufgeföhren. Zusätzlich werden zehn neue Notausgänge erstellt, die den Strassentunnel in Form von begehbaren Querverbindungen an den SiSto anschliessen. Ergänzend wird der bestehende Fluchtstollen etwa in Tunnelmitte umgebaut, so dass dieser als elfter Notausgang zur Verfügung stehen wird. Die vorhandene Nebenzentrale in der Tunnelmitte wird durch einen Querstollen erweitert. Zudem wird für die BSA im SiSto gegenüber von zwei Querverbindungen jeweils ein technisches Lokal erstellt.

3.3 Fluchtstollen und -schacht Senggtunnel

Der Senggtunnel wird mit einem Notausgang ausgerüstet. Die grösste Entfernung des Notausgangs zum Portal beträgt 483 m. Seeseitig zum Strassentunnel wird ein 47 m langer Fluchtstollen erstellt, der zu einem ca. 9 m hohen Treppenschacht mit 8 m Durchmesser führt. Dieser wird durch ein Schachtkopfgebäude abgeschlossen.

- Project and construction management for the operating and safety installations: Ingenieurgesellschaft IUB/IM (IUB Engineering AG, IM Engineering AG)

3 Safety Tunnels

3.1 Chüebalm Tunnel Safety Tunnel

The safety tunnel along the Chüebalm Tunnel is roughly 1,150 m long and possesses an excavated cross-section of some 15 m². Five new emergency exits have to be produced, which link the road tunnel to the safety tunnel in the form of accessible cross-passages. As the present tunnel control centre at the west portal does not have sufficient space available, it has to be expanded. Furthermore a technical room is being set up for the operational and safety installations in the Safety tunnel across from the central cross-passage.

3.2 Giessbach Tunnel Safety Tunnel

The safety tunnel along the Giessbach Tunnel is some 3,300 m long and is driven using a 5.20 m diameter Tunnel Boring Machine (TBM). In addition 10 new cross-passages are being established, which connect the road tunnel with the safety tunnel. Furthermore the existing evacuation tunnel roughly in the middle of the tunnel is being revamped so that it is available as an 11th emergency exit. The existing back-up control centre at the centre of the tunnel is being expanded by a cross-passage and technical rooms are being set up for the operational and safety installations in the safety tunnel across from two cross-passages.

3.3 Sengg Tunnel Evacuation Tunnel and Shaft

The Sengg Tunnel is being provided with an emergency exit. The greatest distance from the emergency exit to the portal amounts to 483 m. A 47 m long evacuation tunnel is being constructed at the lake side for the road tunnel, which leads to an approx. 9 m high stairway shaft with 8 m diameter. This is rounded off by a shaft head building.

3.4 Kosten und Termine

Die Gesamtkosten für die Sicherheitsstollen Chüebalm- und Giessbachtunnel sowie den Fluchtstollen und -schacht Senggtunnel sind auf ca. 110 Mio. CHF veranschlagt (Preisbasis März 2013). Die Ausführung der drei Baumassnahmen erfolgt von 2013 bis 2017.

4 Erhaltungsprojekt

4.1 Ist-Zustand des bestehenden Streckenabschnittes

Der betroffene Unterhaltsabschnitt der A8 zwischen Interlaken-Ost und Brienz entspricht einer Streckenlänge von insgesamt 13 830 m (Bild 1). Innerhalb dieses Abschnitts, welcher in den 1970er-Jahren erstellt wurde, befinden sich insgesamt 38 Kunstbauten (Brücken, Unterführungen, Überführungen, Durchlässe) und drei Tunnel. Die Gesamtlängen der Objekte setzen sich wie folgt zusammen:

- Kunstbauten L tot = ca. 2000 m (14 %)
- Senggtunnel L tot = 864 m (9 %)
- Chüebalmtunnel L tot = 1322 m (13 %)
- Giessbachtunnel L tot = 3341 m (27 %)
- Effektive Trassenlänge (offene Strecke) L tot = ca. 6300 m (37 %)

Der Ist-Zustand des Abschnittes basiert auf den im Frühjahr 2012 durchgeführten Terrinaufnahmen, den Plänen des ausgeführten Bauwerks und der LOGO-Datenbank der ASTRA. Zusätzliche Zustandsuntersuchungen wurden für die verschiedenen Elemente bei Streckensperrungen durchgeführt. Die Zustandsbeurteilung ergab eine Einordnung in die Zustandsklassen ZK 1 bis ZK 3.

4.2 Konzept der vorgesehenen Instandsetzungsmassnahmen

Fachbereich Trasse/Umwelt (T/U)

Das Konzept sieht vor, dass die horizontale und vertikale Linienführung nicht verändert wird. Der Deckbelag wird ersetzt. Zusätzlich werden zwei neue Standstreifen mit einer Länge von

3.4 Costs and Deadlines

The total costs for the Chüebalm and Giessbach safety tunnels as well as the Senggtunnel evacuation tunnel and shaft are earmarked at roughly 110 million CHF (as of March 2013). Work is being executed from 2013 to 2017.

4 Maintenance Project

4.1 Actual State of the existing Route Section

The affected maintenance section of the A8 between Interlaken-East and Brienz corresponds to a route length of altogether 13,830 m (Fig. 1). Within this section, which was produced during the 1970 s, there are a total of 38 engineering structures (bridges, underpasses, overpasses, passages) and three tunnels. The total lengths of these structures are constituted as follows:

- Engineering structures L tot = ca. 2,000 m (14 %)
- Senggtunnel L tot = 864 m (9 %)
- Chüebalm Tunnel L tot = 1,322 m (13 %)
- Giessbach tunnel L tot = 3,341 m (27 %)
- Effective route length (open route) L tot = ca. 6,300 m (37 %)

The actual state of the section is based on images recorded in spring 2012, the plans for the completed structures and the FEDRO's LOGO data base. Additional investigations of the status were carried out for the various elements during route closures. The status evaluation resulted in allocation in status classes ZK1 to ZK 3.

4.2 Concept of the intended Maintenance Measures Department for Route/Environment (T/U)

The concept foresees that the horizontal and vertical route alignment remains unaltered. The covering layer is to be replaced. In addition two new hard shoulders each roughly 500 and 170 m long respectively are being produced, the existing emergency bays enlarged and new emergency bays set up. The drainage remains unchanged and is to be



1 Nationalstrasse A8 entlang des Brienersees – Übersicht
A8 national highway alongside Lake Brienz – overview

ca. 500 m resp. 170 m erstellt, die bestehenden Nothaltebuchten vergrößert und neue Nothaltebuchten angeordnet. Die Entwässerung bleibt unverändert und wird, wo nötig, lokal saniert. Die FZRS (Fahrzeugrückhaltesysteme) und die Zäune werden im gesamten Streckenabschnitt komplett ersetzt. Die BSA-Anlage wird neu erstellt und seeseitig angeordnet.

Fachbereich Kunstbauten (K):

- Ersatz von Abdichtung und Belag auf den Brücken
- Örtliche Instandsetzung der Konsolköpfe bei allen Bauwerken, bei einigen Teil- oder Totalersatz
- Ersatz sämtlicher Fahrzeugrückhaltesysteme (Normkonformität), Ersatz der Leitmauern durch Stahlsysteme
- Statische Verstärkung von 13 Brücken und einer Unterführung
- Ersatz der Fahrbahnübergänge bei 14 Bauwerken
- Neue Verlegung der Werkleitungen ausserhalb der Betonstruktur; Verlegung einer zusätzlichen Löschwasserleitung
- Ersatz der Einlaufschächte und Anschluss an die bestehende Brückenentwässerung

Fachbereich Tunnel/Geotechnik (T/G):

Giessbachtunnel

- Verstärkung der Zwischendecke im bergmännischen Abschnitt
- Anpassung des Lüftungssystems (Montage von sechs Strahlventilatoren mit 1500 mm Durchmesser in Gruppen von je zwei in den Ausstellbuchten)
- Umbau der bestehenden Lüftungskanäle über der Zwischendecke (Lüftungsfenster in der Trennwand ausschneiden, Abluftklappen alle 100 m einbauen)
- Vorhandenen Deckbelag bis auf die Betonfahrbahn abfräsen und ersetzen
- Ableitung des Bergwassers aus der Bergwasserdränage durch neue im Bankett liegende Sammelleitungen
- Einbau von sechs Kabelschutzrohren pro Seite in das neue Bankett
- Bau von Kabelzieh- und Abzweigschächten in Abständen von ca. 50 m
- Bau einer neuen Schlitzrinne, Siphonschächte alle 50 m
- Betoninstandsetzungsmassnahmen zur Sanierung von Rissen und Abplatzungen
- Aufbringen einer rissüberbrückenden Tunnelbeschichtung (Typ OS5a)

Chüebalmtunnel und Senggtunnel

- Ersatz der vorhandenen durch neue, reversierbare Strahlventilatoren, die in Zweier- bzw. Dreier-Gruppen je 80 m bzw. 180 m vom Portal abgebracht werden
- Einbau von sechs Kabelschutzrohren pro Seite (Chüebalm), bzw. sechs Stück seeseitig und vier bergseitig (Sengg) in das neue Bankett
- Bau von Kabelzieh- und Abzweigschächten in Abständen von ca. 50 m
- Bau einer neuen Schlitzrinne, Siphonschächte alle 50 m
- Betoninstandsetzungsmassnahmen zur Sanierung von Rissen und Abplatzungen

revamped locally, where necessary. The vehicle restraint system (FZRS) and the fences are being completely replaced along the entire route section. The operational and safety installations are to be renewed and set up along the lake side.

Part of the Engineering Structures (K):

- Replacing seals and top covering on the bridges
- Local maintenance of the shoulder curbs for all structures, partial or total replacement in some cases
- Replacing all vehicle restraint systems (standard conformity), replacing the guiding walls by steel systems
- Structural reinforcement of 13 bridges and one underpass
- Replacing the carriageway crossovers for 14 structures
- Relaying the works cables outside the concrete structure; laying of an additional extinguishing water pipeline
- Replacing the inlet shafts and connections for the existing bridge drainage systems

Part of the Tunnels/Geotechnics (T/G):

Giessbach Tunnel

- Reinforcing the intermediate ceiling in the mined section
- Adapting the ventilation system (assembly of six 1,500 mm diameter radial fans in groups of two in the emergency bays)
- Conversion of the existing ventilation ducts above the intermediate ceiling (cutting out a ventilation window in the partition wall, installing exhaust air flaps every 100 m)
- Removing and replacing the existing covering layer on the concrete carriageway
- Diverting the underground water from the underground water drainage system by means of new collectors installed in the verge
- Installation of 6 cable protection pipes per side in the new verge
- Construction of cable ducts and junction shafts at gaps of roughly 50 m
- Construction of a new slot channel, siphon shafts every 50 m
- Concrete repair measures to redevelop cracks and spalling
- Installing a tunnel coating (Type OS5a) bridging cracks

Chüebalm and Sengg Tunnels

- Replacing the existing radial fans by new, reversible ones, which are located in groups of two or three each 80 resp. 180 m from the portals
- Installing six cable protection pipes per side (Chüebalm) resp. six at the lake side and four (Sengg) at the mountain side in the new verge
- Construction of cable ducts and junction shafts at roughly 50 m gaps
- Construction of a new slot channel, siphon shafts every 50 m
- Concrete repair measures to redevelop cracks and spalling
- Installing a tunnel coating (Type OS5a) bridging cracks
- Concrete and reinforcement restoration in the cut-and-cover sections to counter damage resulting from aggressive chloride

- Aufbringen einer rissüberbrückenden Tunnelbeschichtung (Typ OS5a)
- Beton- und Bewehrungssanierungen in den Tagbaustrecken bei Schäden infolge von Chloridbelastung

Stützmauern

- Lokale Instandsetzung der Stützmauern; Rissinjektionen, Fugenabdichtungen, Betoninstandsetzung
- Lokale Instandsetzung Fahrbahnplatte (Kragplatte Oberseite); Fugenabdichtungen und lokale Betoninstandsetzungen
- Durchgängige Instandsetzung der Oberseite der Bankette, lokale Instandsetzung der übrigen Fläche sowie durchgängige Oberflächenbeschichtung OS 5
- Die Leitmauern werden abgebrochen und durch Bankette ersetzt
- Erneuerung der Abdichtung
- Erneuerung Fahrbahnbelag oberhalb der Kragplatten
- Instandsetzung der Entwässerung
- Entwässerungsbohrungen
- Werkleitungen bekommen neues Kabeltrasse an der Unterseite der Auskragung mit spezieller Aufhängung, anstatt auf der Kragplatte
- teilweise Nachverankerungen

4.3 Kosten, Bauprogramm und Herausforderungen

Die gesamten Kosten für die Instandsetzung sind auf ca. 335 Mio. CHF veranschlagt (Preisbasis Nov. 2012). Die Bauarbeiten sind zwischen 2017 (nach Fertigstellung der Sicherheitsstollen) und 2022 geplant.

Die hauptsächliche Herausforderung ist die Ausführung der Instandsetzungsarbeiten unter Verkehr. Tagsüber werden jeweils zwei Fahrspuren dem Verkehr zur Verfügung stehen. Nachts (zwischen 20.00 Uhr und 6.00 Uhr) wird die Nationalstrasse für den Verkehr komplett gesperrt. Die Bauarbeiten auf der offenen Strecke werden, wenn möglich, tagsüber mit Gewährleistung des Betriebs zweier Fahrspuren ausgeführt. Die meisten Arbeiten müssen jedoch ebenfalls während der Nacht erfolgen.

5 Bauausführung Sicherheitsstollen Chüebalm und Giessbach

5.1 Angebot und Vergabe

Im Frühjahr 2013 wurden die Arbeiten für die Sicherheitsstollen Chüebalm- und Giessbachstollen ausgeschrieben. Die Arge SiSto N8, bestehend aus den Firmen CSC Bauunternehmung AG und PraderLosinger SA reichte mit 55.9 Mio. CHF (inkl. MwSt.) das günstigste Angebot ein und erhielt am 8. August 2013 den Zuschlag. Der Baubeginn war auf September 2013 festgelegt.

5.2 Übersicht Baustelleneinrichtungen

Die Baustelle mit ihren zwei Sicherheitsstollen wird direkt ab der Nationalstrasse A8 über den Rastplatz Glooten erschlossen, der während der Bauphase für die Öffentlichkeit

Supporting Walls

- Local maintenance of the supporting walls; crack injections, joint sealing, concrete restoration
- Local maintenance of the carriageway slab (cantilever plate – overhead); joint sealing and local concrete repair work
- Continuous renovation of the verge upper side edging, local maintenance of the remaining area as well as continuous OS 5 surface coating
- The guiding walls have to be demolished and replaced by verges
- Renewal of the waterproofing
- Renewal of the carriageway covering above the cantilever plates
- Repair of the drainage system
- Drainage drilling
- Works conduits are to be provided with a new cable duct on the underside of the cantilever arm provided with a special suspension system instead of on the cantilever plate
- Partial re-anchoring

4.3 Costs, Construction Programme and Challenges

The total costs for redevelopment amount to around 335 million CHF (as of Nov. 2012). The construction activities are planned for between 2017 (after completion of the safety tunnels) and 2022.

The main challenge is executing the maintenance work while traffic is still running. During the day 2 lanes will be available for traffic in each case. During the night hours (between 8.00 pm and 6.00 am) the national highway will be completely closed for traffic. Construction work on the open section will if possible be undertaken during the day while ensuring that traffic can use two lanes. However, most activities will have to take place during the night hours.

5 Constructing the Chüebalm and Giessbach Safety Tunnels

5.1 Offer and Award

In spring 2013 tenders were invited for constructing the Chüebalm and Giessbach safety tunnels. The SiSto N8 Joint Venture consisting of the companies CSC Bauunternehmung AG and PraderLosinger SA submitted the most favourable offer of 55.9 million CHF (incl. VAT) and were awarded the contract on August 8, 2013. Construction was due to start in September 2013.

5.2 Overview of Construction Site Installations

The construction site with its two safety tunnels is developed directly from the A8 national highway from the Glooten lay-by, which is closed to the public during the construction phase and used as an installation yard. Thanks to an ancillary bridge over the highway it is assured that access and exit routes in both directions are available. The construction office as well as storage and handling facilities for equipment and construction material are located at Glooten.

gesperrt ist und als Installationsplatz genutzt wird. Mittels einer Hilfsbrücke über die Autostrasse wird sichergestellt, dass die Zu- und Wegfahrten in jede Richtung gewährleistet sind. In Grooten befinden sich die Baubüros und Lager- und Umschlagmöglichkeiten für Geräte und Baumaterial.

Die Vortriebsportale, Chüebalm im Westen und Giessbach im Osten, werden ab Grooten über Baupisten, bzw. über bestehende Gemeindestrassen erreicht. Dort befinden sich die spezifischen Einrichtungen, wie Werkstätten, Polierbüros, Stromversorgung, Abwasserbehandlung, Ventilation, Umschlageinrichtungen etc. (Bild 2). Zum Westportal Giessbach mussten die Sondertransporte (TBM, Grossgeräte etc.) direkt ab der Autostrasse über eine steile Zufahrtsrampe erfolgen, was grosse Anforderungen an die Logistik und an alle Beteiligten stellte.

Die Platzverhältnisse an den Tunnelportalen sind sehr knapp bemessen, was insbesondere dazu führte, dass für den SiSto Giessbach die TBM mit dem Nachläufer in Etappen montiert und eingefahren werden musste. Es zeigte sich auch, dass das Arbeiten im unmittelbaren Bereich der Nationalstrasse

The driving portals, Chüebalm in the west and Giessbach in the east can be accessed from Grooten via construction roads or existing local roads. The specific installations such as workshops, site foremen's offices, power supply, water treatment, ventilation, handling installations etc. are to be found there (Fig. 2). Special transports (TBM, major pieces of equipment etc.) had to take place via a steep access ramp directly from the highway, something placing great demands on the logistics and all those involved.

The space conditions at the tunnel portals are extremely constricted, which meant for instance that the TBM with its back-up had to be assembled and moved in stages for the Giessbach Safety tunnel. It was also revealed that the work directly at the national highway required a substantial amount of coordination among the responsible units and the construction site. There are facilities at Brienz providing accommodation and a canteen for the site personnel.

5.3 Pre-Cuts

Altogether the project requires four pre-cuts at the portals of the two safety tunnels – Chüebalm and Giessbach. The



Quelle/Credit: vistadoc

2 Installationsplatz Chüebalm Ost mit Voreinschnitt und Portal Sicherheitsstollen
Chüebalm East installation yard with pre-cut and safety tunnel portal



3 Voreinschnitt Giessbach West in Arbeit
Giessbach West pre-cut under construction

einen erheblichen Koordinationsaufwand zwischen den zuständigen Gebietseinheiten und der Baustelle erfordert. In einem Wohnlager in Brienz stehen dem Baustellenpersonal Unterkunft und Kantine zur Verfügung.

5.3 Voreinschnitte

Das Projekt erfordert insgesamt vier Voreinschnitte an den Portalen der beiden Sicherheitsstollen Chüebalm und Giessbach. Die Voreinschnitte Giessbach West und Chüebalm Ost wurden durch eine lokale Arbeitsgemeinschaft als Subunternehmerleistung Ende 2013 bzw. Anfang 2014 in Angriff genommen. Der Aushub erfolgte jeweils etappenweise und wurde mit Ankern (Felsnägel), Bewehrungsnetzen und Spritzbeton gesichert (Bild 3). Nach dem Erstellen der Steinschlag-schutznetze wurde im Anschluss der Voreinschnitt Chüebalm West ausgeführt, und die Mannschaften und Geräte wurden anschliessend in den Portalbereich Giessbach Ost verlegt, um den letzten Voreinschnitt in Angriff zu nehmen.

5.4 Sprengvortrieb Sicherheitsstollen Chüebalm

5.4.1 Geologie

Beim Ostportal war der Sicherheitsstollen auf einer Länge von ca. 140 m in der Blockschuttmasse der Sackung Fahrnihubel prognostiziert. Es handelt sich um zerbrochene Malmkalkblöcke mit Spalten und Klüften, die teilweise mit Lehm oder kiesigsandigem Hang- und Moränenschutt gefüllt sind. In der Ausführung zeigt sich allerdings, dass bereits nach 90 m auf Sprengvortrieb umgestellt werden konnte. Auf der gesamten Felsstrecke verläuft der SiSto Chüebalm im Malmkalk der Wildhorn-Decke. Es handelt sich um dichten, grobbankigen bis massigen Kalk, zum Teil rekristallisiert, und muscheligen Bruch. Viele Klüfte sind mit grobspätigem Kalzit verheilt; eine Schichtung ist kaum erkennbar. Im Bereich des Westportals taucht die Felsoberfläche relativ steil ab. Im Bereich des geplanten Stollenportals liegt eine kompakte, blockige Moräne vor.

5.4.2 Vortrieb und Sicherung Sicherheitsstollen

Abgesehen von einer Lockergesteinstrecke am Ostportal wird der insgesamt 1153 m lange SiSto Chüebalm grossmehrerheitlich im Sprengvortrieb von Ost nach West fallend ausgebrochen (1006 m). Das Hufeisenprofil ist 3,5 m breit, 5,35 m hoch und hat eine Fläche von rund 17,4 m² (Bild 4).

Giessbach West and Chüebalm East pre-cuts were tackled at the end of 2013 and in early 2014 by a local JV as sub-contractor. Excavation in each case took place in stages and was secured by anchors (rock bolts), reinforcement nets and shotcrete (Fig. 3). Once the rockfall protection nets were completed, the Chüebalm West pre-cut was then executed and the crews and equipment were subsequently relocated to the Giessbach East portal area in order to tackle the last pre-cut.

5.4 Drill+Blast Chüebalm Safety Tunnel

5.4.1 Geology

At the east portal the prediction was that the safety tunnel would find itself in the block debris mass of the Fahrnihubel settlement over a distance of some 140 m. This consists of crushed Malm limestone blocks with cracks and fissures, which are partially filled with loam or gravelly-sandy hillside and moraine debris. However, it turned out that drill+blast could be resorted to after only 90 m. The Chüebalm safety tunnel runs through Malm limestone belonging to the Wildhorn Nappe over the entire rock section. This features dense, thickly stratified to massive limestone, partly recrystallized and shell-like fracture. Many cracks are filled with spathic calcite; stratification is hardly discernible. The rock surface dips fairly steeply at the west portal. A compact, blocky moraine is located at the planned tunnel portal.

5.4.2 Driving and Supporting the Safety Tunnels

Apart from a soft ground section at the east portal the altogether 1,153 m long Chüebalm Safety tunnel will largely be driven by drill+blast on the dip from east to west (1,006 m). The horseshoe-shaped profile is 3.5 m wide, 5.35 m high and possesses an area of some 17.4 m² (Fig. 4).

Friction anchors and steel fibre shotcrete are first applied to secure the rock; lattice arches are also foreseen for safety class 4. At the east portal involving mechanized driving in soft ground (MUL) and mechanized driving in rock (MUF) the excavated area amounts to 30.9 m² (with base invert safety class 5A) and supporting was executed by means of advance spiles, lattice arches, GRP face anchors and shotcrete. The following main pieces of equipment are applied to carry out the drill+blast operations:

- Two-arm drilling jumbo with 14' and 10' frame length (blast holes and rock anchors)
- Mobile loader for mucking (one with 4.5 m³ capacity, one with 3.5 m³ capacity)
- Tracked compact excavator (8 t)
- Compact mobile spraying unit
- Mobile mixer with 4 m³ capacity for transporting shotcrete in the tunnel
- Vehicle for transporting explosives

Emulsion explosive and non-electric detonators are applied during drill+blast operations. The length of advance in the Chüebalm safety tunnel is governed by the possible frame length of the drilling jumbo. In this case a length of advance

Als erste Felsicherung kommen Reibrohr-Anker und Stahlfaserspritzbeton zum Einsatz; in der Sicherungsklasse 4 sind auch Gitterbögen vorgesehen. Im Bereich des Ostportals mit dem MUL-/MUF-Vortrieb (MUL= maschinenunterstützter Vortrieb im Lockerboden, MUF = maschinenunterstützter Vortrieb im Fels) beträgt die Ausbruchsfläche 30,9 m² (mit Sohlgewölbe SK 5A) und die Sicherung erfolgt durch vorauslaufende Spiesse, Gitterbögen, GFK-Brustanker und Spritzbeton. Für den Sprengvortrieb werden folgende Hauptgeräte eingesetzt:

- Zweiarmiger Bohrjumbo mit Lafettenlänge 14' und 10' (Sprenglöcher und Felsanker)
- Fahrlader zum Schüttern (1 Stück 4,5 m³, 1 Stück 3,5 m³)
- Kurzheckbagger auf Raupen (8 t)
- Kompaktes Spritzmobil
- Fahrmischer 4 m³ für den Spritzbetontransport im Tunnel
- Sprengstofftransportfahrzeug

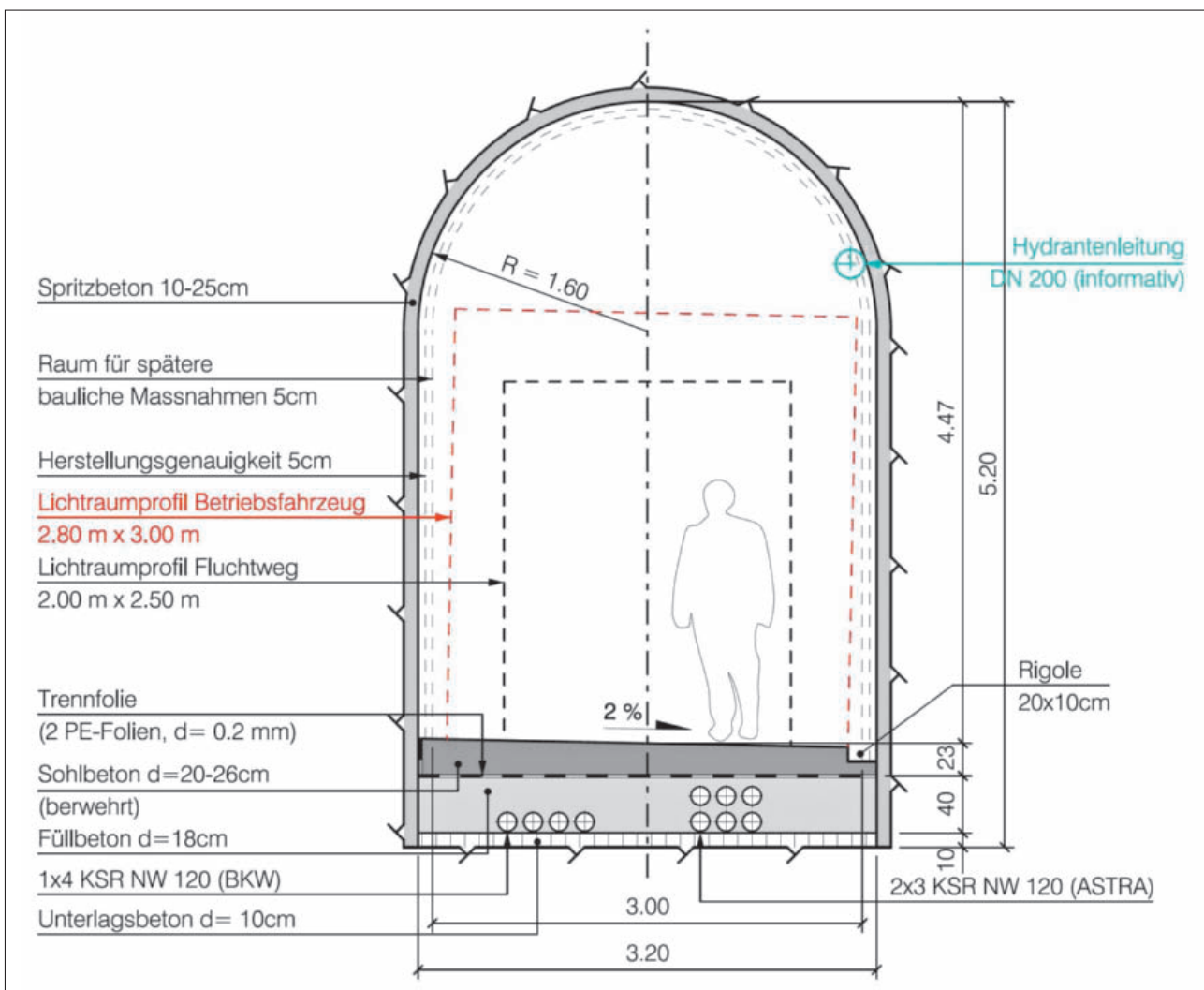
Im Sprengvortrieb kommen Emulsionssprengstoff und nicht-elektrische Zünder zur Anwendung. Die Abschlagslänge im

amounting to 2.5 m turned out to be advisable as on the one hand this enabled a practical working cycle and on the other it avoided any problems with blast vibrations.

The five cross-passages are driven directly from the safety tunnel by the tunnelling crews with a length of around 12 m; similarly at the cross-passages 25 m long bays are created at one side (Fig. 5), which are required for operational purposes (for vehicles passing each other or being parked, room for transformers etc.). The main drive is interrupted for a period of 5–6 days to excavate the cross-passages and the bays. In similar fashion the chamber for the technical room with a 35.9 m² cross-sectional area and a total excavated volume of 765 m³ was produced directly in the course of the driving operations.

5.4.3 Cross-Passages

Originally it was intended to produce the five cross-passages each between 16 and 18 m in length by excavating the required number of connecting structures and a part of the



4 Normalprofil des Sicherheitsstollens Chüebalm
Standard profile for the Chüebalm safety tunnel

SiSto Chüebalm wird insbesondere durch die mögliche La-fettenlänge des Bohrhumbos bestimmt. Im vorliegenden Fall hat sich eine Abschlagslänge von 2,5 m als zweckmässig erwiesen, da dadurch einerseits ein vernünftiger Arbeitszyklus entsteht und andererseits keine Probleme mit den Sprengerschütterungen auftreten.

Die fünf Querverbindungen werden auf einer Länge von circa 12 m direkt durch die Vortriebsmannschaften ab dem SiSto aufgefahren; ebenso werden jeweils bei den QV halb-seitige Nischen von 25 m Länge erstellt (Bild 5), die aus baubetrieblichen Gründen erforderlich sind (Kreuzen bzw. Abstellen der Fahrzeuge, Platz für Trafo etc.). Für das Auffahren der QV und der Nische wird der Hauptvortrieb jeweils an fünf bis sechs Tagen unterbrochen. Ebenso wurde die Kaverne für das technische Lokal mit 35,9 m² Querschnittsfläche und insgesamt 765 m³ Ausbruchvolumen direkt im Zuge der Vortriebsarbeiten erstellt.

5.4.3 Querverbindungen

Die Ausführung der fünf Querverbindungen von jeweils 16–18 m Länge war ursprünglich so vorgesehen, dass die erforderlichen Anschlussbauten und ein Teil der QV in einer beschränkten Anzahl Sperrnächten ab dem bestehenden Strassentunnel ausgebrochen werden sollten, der Rest aus dem SiSto.

cross-passages during a limited number of night closures as from the existing road tunnel with the remainder being created from the safety tunnel.

In order to reduce the number of night closures and in view of the fact that the effective vault thickness was greater than predicted, the JV proposed that the work on the connecting structures should be modified. During the night closures only 20-50 cm deep cuts were sawn in the concrete lining as well as a 60 cm diameter core drilling and subsequently a massive metal protective device assembled at the side of the road. All other activities in conjunction with the breakthrough, concreting operations etc. are undertaken from the safety tunnel. Thanks to this procedure uncertainties relating to the number of night closures required could be virtually eliminated.

It was soon revealed during the execution phase that the actual challenge was posed by having to produce the breakthroughs between the cross-passages and the road tunnel owing to the contractually regulated vibration restriction values and the construction cycle to be adhered to for static reasons – rather than excavating the safety tunnel as such! It is essential to excavate the roughly 5 m of rock and the theoretically 24 to 40 cm thick vault concrete as gently and as efficiently as possible. It was known from



5 Sprengvortrieb Sicherheitsstollen Chüebalm im Bereich einer Nische
Drill+blast operation for the Chüebalm safety tunnel around a bay

Um die Anzahl Sperrnächte zu reduzieren und in Anbetracht der Tatsache, dass die effektive Gewölbstärke grösser war als prognostiziert, schlug die ARGE vor, die Anschlussarbeiten umzustellen. In den Nachtsperren wurden im Wesentlichen nur 20–50 cm tiefe Sägeschnitte in der Betonverkleidung sowie eine Kernbohrung von 60 cm Durchmesser erstellt und anschliessend eine massive, metallene Schutzeinrichtung auf der Strassenseite montiert. Alle übrigen Arbeiten im Zusammenhang mit dem Durchbruch, den Betonierarbeiten usw. werden aus dem Sicherheitsstollen ausgeführt. Durch dieses Vorgehen konnten die Unsicherheiten bezüglich der Anzahl erforderlicher Sperrnächte praktisch eliminiert werden.

Es zeigte sich in der Ausführung bald, dass das Erstellen der Durchbrüche zwischen der QV und dem Strassentunnel infolge der vertraglich vorgegebenen Erschütterungsgrenzwerten und infolge des aus statischen Erfordernissen zu respektierenden Bauablaufs die eigentliche Herausforderung darstellen – weit mehr als der Ausbruch der Sicherheitsstollen an sich! Es geht darum, das Aus-, bzw. Abbrechen der rund 5 m Fels und des theoretisch 24 bis 40 cm starken Gewölbebetons möglichst schonend aber auch möglichst effizient auszuführen. Durch Sondierbohrungen war bekannt, dass der Gewölbebeton jedoch durchgehend dicker war als angenommen, mit Maximalwerten über 1,2 m.

Die massgebenden einzuhaltenden Erschütterungsrichtwerte betragen für die Verkleidung im Chüebalmstunnel bei den verschiedenen Frequenzen:

- < 30 Hz 18 mm/s (Richtwert des Geschwindigkeitsvektors)
- 30–60 Hz 24 mm/s
- > 60 Hz 36 mm/s

Es wurden dabei die folgenden Parameter in Anlehnung an die SN 640312 a definiert:

- Empfindlichkeitsklasse: (1) sehr wenig empfindlich
- Häufigkeitsklasse: häufig

Theoretisch stehen für den Ausbruch der QV-Anschlüsse eine ganze Reihe von Techniken zur Verfügung: Sprengen, „Mikrosprengungen“, Spitzen, Fräsen, Schneiden (Kreissäge, Diamantseil), Bohren, hydraulisches Spalten. Wie zu erwarten war, sind die effizientesten bezüglich Leistung pro Zeiteinheit – nämlich Sprengen und Spitzen – diejenigen, die die höchsten Erschütterungen verursachen. Trotzdem verfolgt die ARGE das Ziel soweit es geht zu sprengen – dies natürlich unter Ausnützung aller Möglichkeiten der modernen Sprengtechnik (Sektorzündung, Ausnützen der Zünderreihen). Das Spitzen mit dem Hydraulikhammer ist keine Alternative zur Sprengtechnik; die Erschütterungen sind von ähnlicher Grössenordnung wie beim Sprengen und zudem andauernd.

In Zusammenarbeit mit dem Subunternehmer hatte die ARGE ein Konzept zum Aufschneiden der Betonverkleidung mittels Diamant-Seilsäge entwickelt: Ausgehend von den vorgängig erstellten Trennschnitten auf der Strassenseite, sollte der Gewölbebeton in Blöcke aufgetrennt werden, die

exploratory drilling that the vault concrete was actually thicker than presumed with maximum values in excess of 1.20 m.

The determining vibration limit values that have to be adhered to for the lining in the Chüebalm Tunnel possess the following frequencies:

- < 30 Hz 18 mm/s (reference value for the speed vector)
- 30–60 Hz 24 mm/s
- > 60 Hz 36 mm/s

The following parameters were defined in conjunction with SN 640,312 a:

- Sensitivity class: (1) very slightly sensitive
- Frequency class: frequent

Theoretically a series of techniques are available for excavating the cross-passage junctions: blasting, “micro blasting”, pickwork, milling, cutting (circular saw, diamond wire), drilling, hydraulic splitting. As was to be anticipated the most efficient methods with regard to performance per time unit, namely blasting and pickwork, are the ones that cause the greatest vibrations. Nonetheless the JV pursues the aim of carrying out blasting as far as possible – while of course making use of the opportunities presented by modern blasting technology (sector detonation, exploiting the series of detonators). Employing hydraulic hammers is no alternative to blasting technology; the vibrations are of roughly the same magnitude as produced by blasting and last longer.

In collaboration with the sub-contractor the JV had developed a concept to cut the concrete lining using a diamond wire saw: the vault concrete was to be separated in blocks starting from the split cuts previously produced on the side of the road, which could then be collected and removed by the existing machines available. However it was revealed that this method also posed problems: in some cases the wire became lodged in the existing cuts and the procedure is rather protracted.

The JV carried out tests with NXbursT technology under the headword “micro blasting” in collaboration with the Société Suisse des Explosifs (SSE). This is based on a non-explosive chemical compound, which produces vast amounts of gas after detonation. This deflagration only produces 1/10th of the customary combustion speeds (< 800 m/s) in comparison to high-explosive combustion. This technique is undoubtedly justified although it does call for extensive expert knowledge, extremely precise work and is essentially too expensive for the task in hand.

The JV was able to achieve good results with a 310 kg heavy cross milling head, which is installed on a 5 t heavy hydraulic excavator. It achieved good performances in the concrete; in Malm limestone with a compressive strength of 100 to 200 N/mm² the rates were acceptable for targeted applica-

mit den vorhandenen Geräten anschliessend aufgenommen und abtransportiert werden können. Es zeigte sich aber, dass auch diese Methode ihre Tücken hat: das Seil verklemmte sich teilweise in den vorhandenen Schnitten, und die Prozedur ist extrem langwierig.

Unter dem Stichwort „Mikrosprengeungen“ hat die ARGE in enger Zusammenarbeit mit der Société Suisse des Explosifs (SSE) Versuche mit der NXburst-Technologie gemacht. Diese basiert auf einer nicht-explosiven chemischen Verbindung, die nach der Zündung grosse Mengen Gas produziert. Diese Deflagration erreicht im Vergleich zur hoch-explosiven Verbrennung nur 1/10 der üblichen Verbrennungsgeschwindigkeiten (< 800 m/s). Diese Technik hat durchaus ihre Berechtigung, verlangt aber ein umfangreiches Fachwissen, ein sehr genaues Arbeiten und ist letztendlich für den vorliegenden Einsatz zu teuer.

Gute Erfahrungen machte die ARGE mit einem 310 kg schweren Querfräskopf, der auf einem Hydraulikbagger von 5 t Gewicht aufgebaut ist. Im Beton wurden damit gute Leistungen erzielt; im Malmkalk mit einer Druckfestigkeit von 100 bis 200 N/mm² waren dank der nicht allzu hohen Abrasivität die Leistungen für punktuelle Einsätze akzeptabel. Nach den ersten Versuchen wurde als Standardmethode für den Durchbruch der QV eine Kombination von Sprengen, Fräsen und Schneiden und teilweise hydraulischem Spalten angewendet. Die Betonarbeiten beim Anschluss umfassen eine Betonstütze mit integriertem HEB-Träger, den Türsturz, einen Pfeiler, die Hydrantennische und die seitlichen Mauern (Bild 6).

5.5 TBM-Vortrieb Sicherheitsstollen Giessbach

5.5.1 Geologie

Beim Westportal des Stollens liegt über dem mit etwa 30–40° nach NW abtauchenden Felsen kompakte Moräne. Unterhalb der A8-Fahrbahn wurde die Moräne mit Aushub aus dem Portalbereich resp. Tunnelausbruch überschüttet. Direkt am Wandfuss kann noch etwas Hangschutt auftreten. Der Sicherheitsstollen liegt praktisch vollständig im Fels. Dabei durchfährt er folgende Gesteine der Wildhorndecke:

- **Malmkalke:** Dichter, grobbankiger bis massiger Kalk, z.T. rekristallisiert mit muscheligen Bruch (Prognose 850 m)
- **Argovien-Mergelkalke:** Wechsellagerung von hellgrauen Kalken mit dunkleren Mergelbändern; Kalzitadern sind häufig (Prognose 850 m)
- **Oxfordmergel:** Wechsellagerung von dünnbankigen Mergelkalken und schiefrigen Kalkmergeln; dunkelgrau bis schwarz mit gut sichtbarer schiefriger Textur (Prognose 125 m)
- **Cancellophycus-Schichten:** Gut gebankte, zähe, feinspätige meist sandige, dunkelgraue Kalke mit unregelmässigen weissen Flecken aus rekristallisiertem Kalzit; oft leicht pyritisiert, muscheliger Bruch (Prognose 945 m)
- **Eisensandstein:** Eisenschüssige, meist mittelkörnige, teilweise spätige Quarzsandsteine; Bankmächtigkeit im dm-

tions thanks to the not excessively high abrasiveness. After initial tests a standard method for breaking through the cross-passage combining blasting, milling and cutting and in some cases hydraulic splitting was applied. The concreting work for the junction embraces a concrete support with integrated HEB girder, the lintel, a pillar, the hydrant bay and the side walls (Fig. 6).

5.5 TBM Drive for the Giessbach Safety Tunnel

5.5.1 Geology

Compact moraine is to be found over the rock dipping towards the north-west at some 30–40° at the safety tunnel's west portal. Beneath the A8 carriageway the moraine was covered with excavated material from the portal area or the tunnel. Some hillside debris can be present directly at the foot of the wall. The safety tunnel is almost entirely located in rock. In the process, it passes through the following rocks belonging to the Wildhorn Nappe:

- **Malm limestone:** dense, thickly stratified to massive limestone, partially recrystallized with shell-like fracture (forecast 850 m)
- **Argovien marl limestones:** intermittent beds of light grey limestones with darker bands of marl; veins of calcite are found frequently (forecast 850 m)
- **Oxford marl:** intermittent beds of thinly stratified marl limestones and slaty limestone marls; dark grey to black with an easily visible slaty texture (forecast 125 m)
- **Cancellophycus layers:** well stratified, tough, finely spathic mostly sandy, dark grey limestones with irregular white patches consisting of recrystallized calcite, often slightly pyritized, shell-like fracture (forecast 945 m)
- **Ferruginous sandstone:** ferriferous, mostly medium-grained, partly spathic quartz sandstones; beds ranging from dm to m. The rock is weathered brown to blackish-grey, possesses nodular layer surfaces and a splintery to nodular, irregular fracture (forecast 530 m)



6 Betonarbeiten beim Anschluss einer Querverbindung an den Strassentunnel
Concreting operations to connect a cross-passage to the road tunnel

bis m-Bereich. Das Gestein ist braun bis schwarzgrau anwitternd, hat knollige Schichtflächen und einen splittigen bis knorrigem, unregelmässigen Bruch (Prognose 530 m)

Die einachsigen Druckfestigkeiten gehen von 5–20 N/mm² (Oxfordmergel) bis >200 N/mm² (Malmkalke, Eisensandstein)

5.5.2 Vortrieb und Sicherung

Das Projekt sieht für den 3319 m langen Sicherheitsstollen Giessbach einen gefrästen Querschnitt mit 5,2 m Ausbruchsdurchmesser vor. Der Stollen verläuft seeseitig ungefähr parallel zum bestehenden Strassentunnel und wird von West nach Ost aufgeföhren. Zu Beginn ist der Vortrieb über eine kurze Strecke steigend (3 %), anschliessend verläuft er, abgesehen von einer kurzen Gegensteigung bei der QV6 mit 2 % fallend.

In der Sohle wird ein vorgefertigter Tübbing eingebaut, die Sicherung erfolgt mit Reibrohr-Ankern, Netzen und Spritzbeton. In der SK4 sind UNP-Firstkappen und in der SK5 umlaufende HEB-Bögen vorgesehen. In diesen Bereichen werden kurze Sohlübbinge zwischen den Bögen verlegt.

Der Werkvertrag sieht vor, dass Spritzbeton sowohl in der Arbeitszone L1, circa 20 m hinter der Ortsbrust als auch 50 m hinter der Ortsbrust (L2) aufgebracht werden kann.

5.5.3 Vortriebsanlage

Die ARGE SiSto N8 hat die TBM und den Nachläufer von der Maschinen-Gemeinschaft SBT (Cogeis/Strabag) gemietet. Die TBM wurde komplett revidiert, der Nachläufer in enger Zusammenarbeit mit der ARGE neu geplant und gebaut. Das Streckenband für die Schutterung sowie die Aussenbandanlage bis zur Zwischendeponie wurden von der ARGE beschafft. Die Versorgung des Vortriebs erfolgt im Gleisbetrieb (Spurweite 750 mm).

Bei der TBM handelt es sich um eine gebrauchte offene Hartgesteinsmaschine Jarva MK-15 1680/5.2, Baujahr 1994, mit folgenden Charakteristiken:

- Bohrkopf: Durchmesser 5,23 m
- 35 Diskenmeissel mit D = 17"
- Antriebsleistung 1680 kW
- Vorschubkraft 8080 kN
- Hublänge 1,5 m
- 4 Vorschubzylinder
- Verspannung: Doppelgripper Horizontalverspannung (25 000 kN)
- Total installierte Leistung der Vortriebseinrichtung: 2100 kW
- Gewicht 380 t

Der Nachläufer ist insgesamt 210 m lang, wiegt rund 315 t, besteht aus 5 Schlitten und 17 Rollbühnen und ist auf das Streckenförderband mit 800-mm-Gurt abgestimmt. Das Förderband ist in der Firste aufgehängt und verfügt über einen Bandspeicher am Stollenportal (Bild 7).

The uni-axial compressive strengths range from 5 to 20 N/mm² (Oxford marl) to >200 N/mm² (Malm limestone, ferruginous sandstone).

5.5.2 Driving and Supporting

The project foresees a 5.2 m excavated diameter shaped cross-section for the 3,319 m long Giessbach safety tunnel. The tunnel runs roughly parallel to the existing road tunnel at the lake side and is driven from west to east. Initially the drive rises over a short section (3 %); subsequently it dips by 2 % apart from a short counter-gradient at cross-passage 6.

A precast segment is installed in the floor, securing is executed with friction anchors, netting and shotcrete. UNP ridge caps are intended for safety class 4 and all-round HEB arches for safety class 5. Short base segments are laid between the arches in these areas.

The works contract foresees that shotcrete can be placed in both working zone L1, some 20 m behind the face as well as 50 m behind the face (L2).

5.5.3 Tunnel Boring System

The SiSto NB Joint Venture leased the TBM and its back-up from the Maschinengemeinschaft SBT (Cogeis/Strabag). The TBM was completely revamped, the back-up planned afresh and built in close collaboration with the JV. The belt conveyor for mucking as well as the external conveyor system running to the intermediate dump was procured by the JV. The drive is supplied by means of track operations (gauge 750 mm).

The TBM in question is a used open hard rock machine Jarva MK-15 1670/5.2, built in 1994 with the following features:

- Cutterhead: 5.23 m diameter
- 35 disc bits with D = 17"
- Output 1,680 kW
- Thrust 8,080 kN
- Stroke length 1.5 m
- 4 jacking cylinders
- Double gripper horizontal force: 25,000 kN
- Total installed output of the driving installation: 2,100 kW
- Weight 380 t

The back-up-system is altogether 210 m long, weighs around 315 t, consists of 5 cradles and 17 mobile platforms and is devised for a belt conveyor system with a 800 mm belt. The belt conveyor is suspended in the roof and possesses a belt storage unit at the tunnel portal (Fig. 7).

The shotcrete robot emerged to be somewhat problematic in conjunction with the back-up system: space conditions in L2 are extremely constricted in the lower wall sector making it difficult to apply the spraying nozzle at the correct distance and the proper angle. The reason for this difficulty is the clearance profile required in the back-up's cen-



7 Sicherheitsstollen Giessbach – Vortriebsanlage in der Montagephase
Giessbach safety tunnel – TBM at the assembly stage

Als Knacknuss erwies sich bei der Konzeption des Nachläufers (NL) der Spritzbetonroboter: die Platzverhältnisse in L2 sind im unteren Bereich der Paramente sehr knapp, um die Spritzdüse im korrekten Abstand und mit dem richtigen Winkel einzusetzen. Grund für diese Schwierigkeit ist das erforderliche Lichtraumprofil im zentralen Bereich des NL für die Durchfahrt des Sohlübblings. Dieser Teil der Verkleidung wird daher nach dem Vortrieb in einem separaten Arbeitsgang vervollständigt. Auch zeigte sich, dass die Spritzbetonrezeptur, bzw. die Konsistenz des Spritzbetons, für eine korrekte Applikation nur innerhalb sehr enger Grenzen schwanken darf. Ansonsten wird das Spritzbild negativ beeinflusst oder es bilden sich gar Stopfer in den Zuleitungen.

Nachdem der Voreinschnitt Giessbach West erstellt und eine erste Ausbruchsetappe im Schutz eines Rohrschirms fertig war, wurde Anfang April 2014 mit der Montage der Vortriebsanlage begonnen. Trotz beengter Platzverhältnisse und schwierigen Zufahrtsmöglichkeiten für die Schwertransporte waren die Arbeiten am 9. Juli 2014 planmässig erledigt für die offizielle Andrehfeier.

Anschliessend wurde der Vortrieb mit der Rumpfmachine aufgenommen, mit dem Ziel möglichst rasch vor den Sommerferien den Tunnelmeter 270 zu erreichen, um nachfol-

tral area for the passage of the base segments. As a result this part of the lining will be completed in a separate work phase after driving took place. It was also revealed that the shotcrete recipe or rather the concrete consistency is only allowed to fluctuate slightly within extremely narrow limits to assure correct application. Otherwise the spraying pattern is negatively influenced or clogging can even occur in the supply lines.

After the Giessbach West pre-cut was produced and an initial stage driven protected by a pipe umbrella, the job of assembling the driving installation commenced in early April 2014. In spite of constricted space conditions and tricky access possibilities for heavy transports this work was completed as scheduled on July 9, 2014 in time for the official inauguration ceremony for the TBM.

Subsequently the tunnel drive was embarked on using the rump machine with the objective of reaching tunnel metre 270 as soon as possible prior to the summer holidays to enable the belt conveyor and the missing mobile platforms for the back-up to be installed. As is often the case, things turned out differently: problems with placing the shotcrete resulted in the rate of advance being affected in a negative way. Primarily the prevailing rock with open cracks amount-

gend das Streckenband definitiv zu montieren und die fehlenden Rollbühnen des Nachläufers einzubauen. Wie so oft, kam es dann leider etwas anders: Probleme mit der Spritzbetonsicherung wirkten sich negativ auf die Vortriebsleistung aus, aber vor allem der anstehende Fels mit offenen Klüften von mehreren Dezimetern Breite und lose Blöcken an der Brust führten dazu, dass über eine gewisse Zeit nur ein bis zwei Hübe pro Tag erzielt werden konnten.

Das ganze Montageprogramm geriet in Verzug: die Bandanlage konnte erst gegen Ende August und die fehlenden Rollbühnen erst im September montiert werden. Ein regelmässiger Leistungsvortrieb war daher nicht möglich. Erst im Oktober war schliesslich alles bereit, die geologisch schwierige Zone überwunden, Installationen und Personal organisiert. Es konnte – nach 330 mühsamen ersten Vortriebsmetern – endlich richtig losgehen.

5.5.4 Querverbindungen

Beim Giessbachtunnel sind insgesamt zehn Querverbindungen in analoger Weise wie beim Chüebalmtunnel zu erstellen. Da im Giessbachtunnel eine Zwischendecke vorhanden ist, muss das Gewölbe im Bereich der QV vorgängig mit Ankern und einer Longarine gesichert werden. QV6 stellt ausserdem einen Sonderfall dar, da sie bereits existiert und als Fluchtstollen für den bestehenden Strassentunnel dient. Diese Fluchtmöglichkeit muss zwingend auch während des Baubetriebs aufrecht erhalten bleiben.

Das ursprüngliche Projekt des Bauherrn sah vor, dass der Vortrieb des SiSto vor dem Erreichen der Position der QV6 unterbrochen würde, damit die QV5 als Fluchtmöglichkeit in den SiSto ausgebaut werden kann. Dies hätte einen rund zweimonatigen Unterbruch für die TBM bedeutet und hätte im Falle eines Ereignisses zur suboptimalen Situation geführt, dass sich flüchtende Personen untertage im Baustellenbereich befunden hätten. Gemeinsam hat man nach einer alternativen Baumethode gesucht, die ohne die beschriebenen Nachteile auskommt.

Der Fluchtstollen QV6 wurde vorgängig in der Firste aufgeweitet und eine provisorische Treppe eingebaut, mit der der SiSto auf einfache Art überquert werden kann. Um die TBM-Durchfahrt ohne gegenseitige Beeinträchtigungen zu ermöglichen, wurden unter der Treppe zwei Widerlagerwände als Gripperauflager erstellt und das Stollenprofil mittels Stahlbogen und Blechen hermetisch abgeschlossen (Bild 8).

Der Ausbruch der neuen bis 18 m langen Querverbindungen mit 9,2m² Querschnittsfläche und die Anschlüsse an den Strassentunnel erfolgen grundsätzlich gleich wie im Chüebalmtunnel – das heisst soweit möglich im Sprengvortrieb vom Sicherheitsstollen aus und anschliessend mittels Schneiden und Fräsen.

Erschwerend kommt hier hinzu, dass einerseits die Platzverhältnisse im SiSto sehr knapp sind, um die QV anzuschlagen

ing to several dm in width and loose blocks at the face led to a situation whereby only 1 to 2 strokes per day were actually achieved for a certain period.

The entire assembly programme was held up: the conveyor belt system was only installed towards the end of August and the missing mobile platforms assembled in September. Consequently it was not possible to achieve high rates of advance on a regular basis. Not before October the geologically tricky zone had been mastered, installations and personnel organized. Things now really started to forge ahead after 330 painstaking metres of tunnel driving.

5.5.4 Cross-Passages

A total of 10 cross-passages have to be constructed for the Giessbach Tunnel in similar fashion to the Chüebalm Tunnel. As an intermediate ceiling is present in the Giessbach Tunnel, the vault close to the cross-passage must be secured in advance with anchors and a girder. Cross-passage 6 for its part turned out to be a special case as it had already been produced to serve as an evacuation tunnel for the existing road tunnel. This escapeway also has to be kept open during the construction activities.

The client's original project foresaw that excavation of the safety tunnel would be interrupted prior to cross-passage 6 being reached so that cross-passage 5 could be developed as an escapeway into the safety tunnel. This would have signified a break of around two months for the TBM and would have resulted in the unacceptable situation should an incident have occurred that persons trying to escape



8 Treppe im aufgeweiteten Fluchtstollen QV6. Im Hintergrund die Stützmauer und die Abdeckung für die Durchfahrt der TBM
Stairway in the enlarged evacuation tunnel – cross-passage 6. The supporting wall and the covering for the TBM passing through are in the background

(keine Aufweitungsnische, im Profil sind das Förderband und die Ventilationslutte aufgehängt) und andererseits die Erschütterungsrichtwerte infolge der Zwischendecke im Strassentunnel noch weiter reduziert wurden. Es gelten die folgenden Richtwerte für die Zwischendecke:

- < 30 Hz 6 mm/s (Richtwert des Geschwindigkeitsvektors)
- 30–60 Hz 8 mm/s
- > 60 Hz 12 mm/s

Es wurden dabei die folgenden Parameter definiert:

- Empfindlichkeitsklasse: (3) normal empfindlich
- Häufigkeitsklasse: häufig

Erste Erfahrungen haben ergeben, dass diese Einschränkungen sehr massiv sind und ein ständiges Anpassen und Optimieren der Methoden erfordern.

Zur Ausführung der QV aus dem SiSto Giessbach parallel zum TBM-Vortrieb wurde eine Kaliforniaweiche installiert, die das Kreuzen des Arbeitszuges und der Versorgungszüge zur TBM ermöglicht. Ausserdem wurden die Mannschaften der QV derart organisiert, dass diese an den Wochenenden arbeiten, wenn kein TBM-Vortrieb stattfindet. Damit können die beiden Tätigkeiten zumindest teilweise entflochten werden und beeinträchtigen sich gegenseitig weniger.

5.6 Innenausbau

Der Innenausbau der Sicherheitsstollen und der Querverbindungen umfasst eine 10–25 cm starke Spritzbetonverkleidung, eine betonierten Sohle, in der Kabelschutzrohre verlegt sind, sowie eine seitliche Rigole. Eigentliche Betonarbeiten unter Tage mit geschalteten Bereichen kommen nur an den Anschlüssen der QV an den Strassentunnel und in den Technikräumen vor.

5.7 Portalbauwerke

Die Portale der Sicherheitsstollen werden mit Schleusen versehen und bestehen jeweils aus einem zweigeschossigen Bauwerk, das im Tagbau innerhalb der Baugrube erstellt



9 Offene Klüfte im TBM-Vortrieb Giessbach
Open cracks in the Giessbach TBM drive

would have been present underground in the construction site zone. A joint attempt was made to find an alternative construction method, which was not hampered by the described disadvantages.

The cross-passage 6 evacuation tunnel was mainly enlarged in the roof and a provisional stairway installed which enables the safety tunnel to be crossed in a simple manner. Two abutment walls as gripper supports were produced and the tunnel profile hermetically closed by means of steel arches and plates in order to enable the TBM to pass through without problems ensuing (Fig. 8).

Excavation of the new cross-passages of up to 18 m in length with 9.2 m² cross-sectional area and the link with the road tunnel are essentially carried out in similar fashion to the Chüebalm Tunnel – i.e. using drill+blast as far as possible from the safety tunnel and subsequently by cutting and milling.

The situation is exacerbated by the fact that space conditions are extremely constricted in the safety tunnel in order to excavate the cross-passage (no enlargement bay, the conveyor system and the ventilation duct are suspended in the profile) and furthermore the vibration limit values have to be reduced even further on account of the intermediate ceiling in the road tunnel. The following reference values apply for the intermediate ceiling:

- < 30 Hz 6 mm/s (reference value for the speed vector)
- 30–50 Hz 8 mm/s
- > 60 Hz 12 mm/s

In this connection the following parameters were defined:

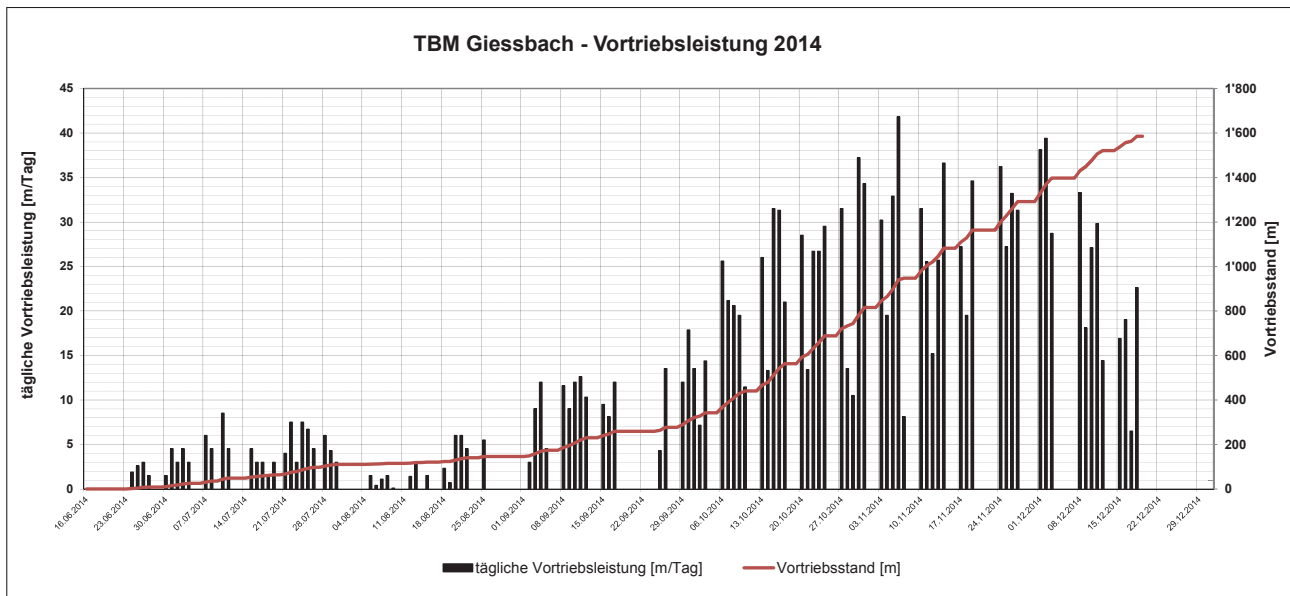
- Sensitivity class: (3) normally sensitive
- Frequency class: frequent

First experiences have shown that these restrictions are somewhat extreme and call for constant adjustment and optimization of the methods.

A California switch was installed to execute the cross-passages parallel to the TBM drive from the Giessbach safety tunnel, which enables the work trains and the supply trains heading to the TBM to intersect. In addition the crews for the cross-passages were organized in such a manner that they work during the weekends when no TBM excavation is taking place. In this way both activities could at least be partially separated thus resulting in less interference.

5.6 Interior Furnishing

The interior furnishing of the safety tunnel and the cross-passages embraces a 10–25 cm thick shotcrete lining, a concreted floor, in which cable protection pipes are installed as well as an infiltration ditch at the side. Actual concreting operations underground involving shuttered areas only occur at the junction between the cross-passages and the road tunnel and in the technical rooms.



10 Vortriebsstand TBM Giessbach per Ende 2014
Rate of advance for the TBM Giessbach as of late 2014

wird, sowie einer Personenschleuse, die den Zutritt und die Steuerung für die Stollenlüftung, den Ventilatorenraum und einen Überdruckkanal beinhaltet. Die Bauten werden derart im bestehenden Terrain platziert, dass sie zum grössten Teil ins Gelände eingebunden sind und überschüttet werden können.

6 Bauprogramm

Im generellen Vertragsbauprogramm wurde der Baubeginn für den 30. September 2013 und die Räumung der Baustelle für den 31. März 2017 vorgesehen. Nach einer Installationsphase wurden die Voreinschnitte Chüebalm Ost und Giessbach West in Angriff genommen. Anschliessend erfolgten die Vortriebsarbeiten an den Sicherheitsstollen. Die Querverbindungen wurden soweit möglich parallel zum Vortrieb der SiSto durchgeführt. Der Innenausbau erfolgt erst nach dem Abschluss der Hauptvortriebsarbeiten. Im Herbst 2015 (Chüebalm), bzw. Frühjahr 2016 (Giessbach) werden die Portalbauwerke erstellt, damit die wichtigsten Meilensteine, nämlich die Übergabe des Bauwerks an den Fachbereich BSA am 16. Januar 2016 (Chüebalm), bzw. 17. September 2016 (Giessbach), eingehalten werden können.

7 Stand der Arbeiten/Erfahrungen

7.1 Chüebalm

Der Vortrieb MUL/MUF im Lockergestein erfolgte mit einem Spiessschirm und Gitterbogen in stark wechselhafter Geologie ab dem 5. Mai 2014 über eine Strecke von insgesamt 90 m. Der letzte Abschnitt davon stellte eine Übergangsstrecke dar, bevor am 15. Juli 2014 definitiv auf SPV (Vollausbruch) umgestellt wurde. Drei Mannschaften arbeiten rund um die Uhr an fünf Tagen pro Woche und haben regelmässige Leistungen von 10 bis 12 m/Arbeitstag erzielt

5.7 Portal Area

The portals of the safety tunnel are provided with locks and in each case consist of a two-storey structure, which is built by means of cut-and-cover within the excavation pit as well as a man lock, which features the access and controls for the tunnel ventilation as well as an overpressure chamber. These structures are set up on the existing terrain in such a way that they are for the most part integrated in the soil and can be covered.

6 Construction Programme

The start of construction in the general contract programme was scheduled for September 2013 with the site to be cleared by March 31, 2017. Following an installation phase the Chüebalm East and Giessbach West pre-cuts were tackled. This is followed by driving operations for the safety tunnel. The cross-passages are tackled parallel to driving the safety tunnel as far as possible. The inner furnishing is to be undertaken following the conclusion of the main operations. The portal structures are to be created in autumn 2015 (Chüebalm) and spring 2016 (Giessbach) so that the most important milestones, namely the handing over of the structures to the BSA department on January 16, 2016 (Chüebalm) and Sept. 17, 2016 (Giessbach) can be adhered to.

7 Status of the Works/Experience

7.1 Chüebalm

The MUL/MUF excavation in soft ground took place with a spile umbrella and lattice arches in pronouncedly changing geology as from May 5, 2014 over a distance totaling 90 m. The last part of it represented a transition section prior to definitively switching to a full-face operation on July 15,

(Sicherungsklasse 2). Bis zum Weihnachtsunterbruch am 19. Dezember 2014 waren vom SiSto 835 m (76 %) aufgeföhren, die QV 5 bis 2 sowie das technische Lokal ausgebrochen. Der Durchschlag ist im Februar 2015 erfolgt. Bei den Durchbrüchen in den Strassentunnel wurde bis zum 19. Dezember 2014 folgender Stand erreicht: QV5 und QV4 3. Etappe (Abbruch Bereich Türe) abgeschlossen, Schal- und Betonarbeiten im Gange; QV3 Etappe 2 (Stützträger links) in Arbeit.

7.2 Giessbach

Wie bereits dargelegt, musste die TBM zwischen Tunnelmeter 155 und 190 eine Zone mit schwieriger Geologie durchhörtern. Lose Blöcke mussten im Brustbereich händisch zerkleinert werden und die Kalotte wurde mit stärkeren Anker gesichert. Aber vor allem mussten die offenen Klüfte im Gripperbereich mit Trockenspritzbeton mühsam aufgefüllt werden (Bild 9).

Bild 10 zeigt, dass nach dem 6.10.2014 mit guten und vor allem regelmässigen Tagesleistungen in der Klasse 2 (3 Schichten pro Tag an 5 Tagen pro Woche) bis zum Weihnachtsunterbruch 1243 m Vortrieb erzielt werden konnten. Dieser Vortriebsstand entspricht 48 % der Gesamtstrecke,

2014. Three crews work around the clock on 5 days per week and have achieved regular rates of 10 to 12 m/working day (safety class 2). 835 m (76 %) of the safety tunnel had been driven by the Xmas break on December 19, 2014, with cross-passages 5 to 2 as well as the technical room also excavated. The breakthrough was accomplished in February 2015. Up until December 19, 2014 the following stage was reached for the breakthroughs: cross-passage 5 and cross-passage 4 – stage 3 (demolishing of the door area) completed, shuttering and concreting operations forging ahead; cross-passage 3 – stage 2 (supporting girders on the left) ongoing.

7.2 Giessbach

As already shown the TBM had to penetrate a zone with tricky geology between tunnel metres 155 and 190. Loose blocks had to be tackled manually in the face area and the crown secured by strong anchors. First and foremost the open cracks in the gripper zone had to be painstakingly filled with dry shotcrete (Fig. 9).

Fig. 10 shows that up until the Xmas break 1,243 m was driven as from Oct. 6, 2014 thanks to good and above all regular daily rates in class 2 (3 shifts per day during 5 days per week).



11 Einfahrt der TBM in die Querverbindung QV6
The TBM entering cross-passage 6

Quelle/Credit: D. Kohler

und die Prognosen zeigen, dass ein Durchschlag im Monat April 2015 realistisch ist (Stand Januar 2015). In den ersten Tagen des neuen Jahres wurde die QV6 erreicht und die TBM hat den Fluchtstollen durchquert (Bild 11).

Den TBM-Vortrieb hatte die ARGE im Durchlaufbetrieb an sieben Tagen pro Woche angeboten. Als sich für die QV6 eine alternative Baumethode ohne Stillstand der TBM abzeichnete, schlug die ARGE aus betrieblichen Gründen vor, den TBM-Vortrieb im Dreischichtbetrieb (mit drei kompletten Vortriebsmannschaften) an fünf Tagen pro Woche auszuführen. Da der Vortrieb zu Beginn in Rückstand geraten war, konnte der Bauherr diesem Anliegen nicht vorbehaltlos zustimmen. Zwischenzeitlich wurde aber eine entsprechende Übereinkunft getroffen, wobei die im Werkvertrag vereinbarten Termine eingehalten werden. Der Wochenbetrieb hat sich gut bewährt, die Regelleistungen liegen zwischen 25 und 30 m pro Tag; der bisherige Spitzenwert beträgt 41,8 m/Tag. Der Unterhalt findet jeweils ab dem Schichtwechsel um sechs Uhr morgens statt und dauert so lange wie erforderlich; anschliessend wird der Vortrieb wieder aufgenommen. Bei den Ausbrucharbeiten an den Querverbindungen ist per Ende 2014 folgender Stand erreicht: Vortrieb QV1 7.5 m; Vortrieb QV2 4.0 m.

8 Ausblick

Die ARGE geht davon aus, dass die Vortriebe der Sicherheitsstollen planmässig zu Ende gebracht werden können. Bei den Querverbindungen und vor allem bei den Anschlüssen an den Strassentunnel im Giessbachtunnel wird es noch etliche Anstrengungen brauchen, um die optimale Methode zu finden, die die Erschütterungsrichtwerte einhält und trotzdem eine akzeptable Leistung ermöglicht. Die Arbeitsgemeinschaft ist überzeugt, dass auch diese Herausforderung gemeistert wird und das Projekt „Erhöhung der Tunnel-sicherheit A8“ termingerecht zu Ende gebracht wird, damit der Bauherr anschliessend das eigentliche Erhaltungsprojekt im Jahr 2017 starten kann.

This corresponds to 48 % of the total stretch and predictions indicate that it is realistic to expect the breakthrough during the month of April 2015 (as of January 2015). Cross-passage 6 was reached during the first few days of the New Year and the TBM passed through the evacuation tunnel (Fig. 11).

The Joint Venture proposed in its offer that the TBM drive was undertaken 7 days per week. When an alternative construction method without the TBM coming to a standstill emerged for cross-passage 6, the JV suggested for operational reasons executing the TBM drive on a 3-shift basis (with 3 complete driving crews) 5 days a week. As the drive had originally been delayed, the client was at first unable to agree to this proposal. In the interim however a corresponding agreement has been reached, which will ensure that the deadlines anchored in the works contract will be adhered to. The weekly operations have proved themselves, the standard rates of progress lie between 25 and 30 m per day; the peak rate attained so far amounts to 41.8 m per day. Servicing coincides with the start of the early shift at 6.00 am and lasts as long as required; subsequently the drive is resumed. The following figures applied to the stage reached by the excavation work for the cross-passages at the end of 2014: cross-passage 1 7.5 m driven; cross-passage 2 4.0 m driven.

8 Outlook

The JV expects that the drives for the safety tunnels can be concluded according to schedule. However it will need considerable effort to find the optimal method adhering to the vibration reference values that nonetheless achieves an acceptable rate of progress in the case of the Giessbach Tunnel cross-passages and above all the junctions to the road tunnels. The JV is convinced that this challenge can also be overcome and the “Enhancing A8 Tunnel Safety” project can be wound up in accordance with the deadline so that the client will be able to embark on the actual maintenance scheme itself in 2017.

Christian Florin, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Leiter Infrastruktur Rhätische Bahn AG, Chur/CH

Albulatunnel II

Neubau statt Sanierung, Problemstellungen für den Bauherrn

Die Zustandsbeurteilung beim Albulatunnel hat gezeigt, dass dringender Erneuerungsbedarf bezüglich Bausubstanz, elektrotechnischer Anlagen und vor allem auch Sicherheit besteht. Nachdem verschiedene Instandsetzungs- und Neubau-Varianten untersucht wurden, kam die Rhätische Bahn (RhB) nach eingehenden Zusatzuntersuchungen zu dem Schluss, parallel zum bestehenden Tunnel einen neuen Albulatunnel II zu realisieren.

Albula Tunnel II

New Structure instead of Redevelopment, Problems affecting the Client

The evaluation of the state of the Albula Tunnel revealed that it had to be renewed urgently with regard to its structural substance, the electro-technical facilities and primarily safety. After various repair and renewal concepts were examined and following extensive additional investigations the Rhaetian Railway (RhB) came to the conclusion that a new Albula II Tunnel had to be produced parallel to the existing one.

1 Bau des Albulatunnels I

Die Albulalinie gilt als eine der spektakulärsten Bahnlinien der Alpen: Von Thusis über den Landwasserviadukt und durch Kehrtunnel klettert die RhB das Albulatal hoch in Richtung St. Moritz. Die harmonisch in die Landschaft eingebettete Strecke ist ein Paradiesstück aus der Zeit der Bahnpioniere und gehört seit Juli 2008 deshalb auch zum UNESCO Welterbe. Noch heute gilt die 62 km lange Linienführung der Albulabahn als Meisterleistung des Ingenieurbaus. 1903 eröffnete die RhB diese spektakuläre Strecke nach nur fünf Jahren Bauzeit.

1 Constructing the Albula I Tunnel

The Albula line is regarded as one of the most spectacular rail routes through the Alps: The RhB climbs up the Albula Valley towards St. Moritz from Thusis via the Landwasser viaduct and through helical tunnels. This route which blends in perfectly with the landscape is a glowing example from the pioneering days of the railway and has also been numbered among UNESCO's heritage sites since July 2008. Still today the 62 km long Albula route is regarded as an engineering masterpiece. The RhB opened this spectacular line after only five years of construction back in 1903.



1 Ansicht Tunnelportal Seite Spinas (Engadin)

View of the tunnel portal at the Spinas side (Engadin)

Quelle/credit: Max Galli

Tunnel de l'Albula II

Construction d'un nouveau tunnel au lieu d'un assainissement, problèmes posés au maître d'ouvrage

L'évaluation de l'état du tunnel de l'Albula a montré qu'il présentait des besoins urgents de réfection de la substance bâtie, des installations électrotechniques et surtout en matière de sécurité. Après avoir étudié différentes variantes de réfection et de reconstruction, le Chemin de fer rhétique (RhB) en est venu à opter pour la réalisation d'un nouveau tunnel de l'Albula II, en parallèle au tunnel déjà en place.

Tunnel dell'Albula II

Nuova costruzione invece di ristrutturazione. Impostazione della problematica per l'appaltatore

Le valutazioni dell'attuale stato di invecchiamento del tunnel dell'Albula hanno dimostrato la necessità della ristrutturazione del patrimonio edilizio, degli impianti elettrotecnici e prima di tutto dell'impiantistica dei sistemi di sicurezza. Dopoché sono state esaminate diverse varianti di ristrutturazione e di ricostruzione, le ferrovie Retiche (RhB), dopo approfondite ricerche supplementari, sono giunte alla conclusione di realizzare parallelamente alla galleria già esistente un nuovo tunnel dell'Albula II.

Neben zahlreichen imposanten Brücken bildet der einspurige Albulatunnel das zentrale Kernstück der Alpenbahn. Der Scheiteltunnel mit einer Länge von 5864,5 m ermöglicht die wintersichere Verbindung durch den Alpenhauptkamm, ausgehend vom Bahnhof Preda im Albulatal, ins südlich gelegene Hochtal Engadin mit dem Portalbahnhof Spinass. Mit einer Kulmination von 1820 m ü. M. ist er der zweithöchste Alpendurchstich der Schweiz. Die grösste Gebirgsüberlagerung beträgt 950 m. Geologisch durchfährt der Tunnel zuerst eine 4346 m lange Granitzone, bevor er anschliessend grösstenteils im Schiefer liegt. In dieser Schieferzone befindet sich eine ca. 18 m lange, durchnässte, treibsandähnliche Schicht in Form eines Zellenkalks. Diese Zone hat bereits während des Baus grosse Schwierigkeiten verursacht, da der Tunnel in diesem Bereich eingebrochen ist und mit Wasser gefüllt wurde. Zahlreiche Tunnelbauarbeiter haben dabei leider ihr Leben verloren. Die RhB musste den Tunnel selbst mit eigenen Bauarbeitern fertig bauen, was einmalig in der Geschichte der RhB geblieben ist.

Apart from numerous imposing bridges the single-track Albula Tunnel represents the central core of the Alpine route. The apex tunnel with a length of 5,864.5 m enables the main Alpine range to be negotiated safely during the winter, starting from Preda Station in the Abula Valley, then through the high Engadin Valley towards the south with the Spinass portal station. Culminating at 1,820 m ASL it is the second highest Alpine passage in Switzerland. The greatest rock overburden amounts to 950 m. In geological terms the tunnel first passes through a 4,346 m long granite zone, prior to being located largely in slate. There is a roughly 18 m long, sodden, quicksand-like cell lime layer in this slate zone. This zone caused major problems during the construction stage as the tunnel caved in at this zone and filled up with water. Unfortunately many tunnellers lost their lives as a result. The RhB had to complete the tunnel using its own workforce, something unique in the history of the RhB.



Quelle/credit: Ralph Feiner

2 Albulatunnel I (Inbetriebnahme 1903)
Albula Tunnel (opened 1903)

2 Perspectives for the 100-Year old Structure

2.1 Structural State and changed Requirements

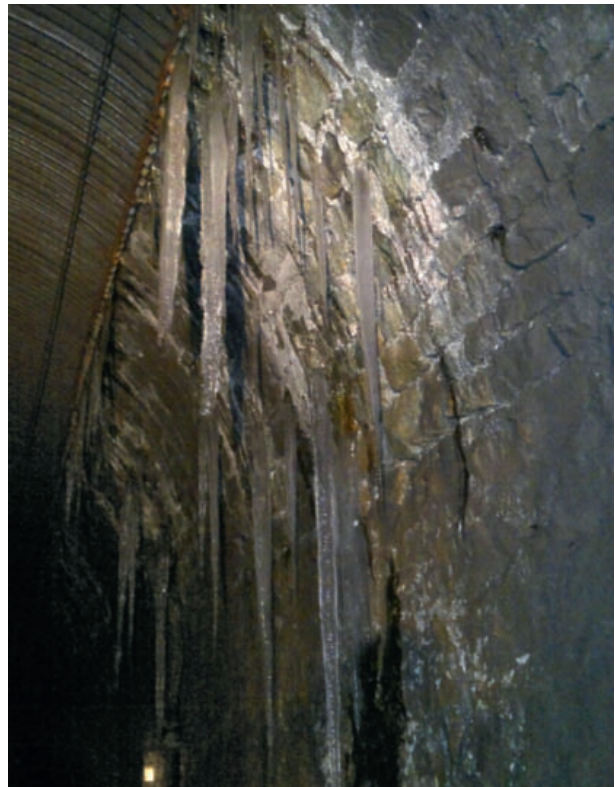
The main inspection of the Albula Tunnel in 2006 revealed that the tunnel requires to be redeveloped in the short to medium term. Serious damage to the natural stone vault and the drainage system are characteristic for tunnels from the Pioneer Time following more than 100 years of use. Furthermore the track has reached the end of its service life and the ballast fill reserves only amount to a few cm so that the track needs to be quickly renewed and lowered. The clearance area conditions no longer comply with modern requirements with regard to rail operations and passenger safety. In addition the latest legal requirements designed to enhance safety in existing rail tunnels also call for immediate action, which could only be attained by far-reaching structural measures that have to be accomplished by 2019 in keeping with the BAV (Federal Office of Transport).

Modern safety facilities are sadly lacking in the single-track tunnel originally devised for steam trains. The evacuation and rescue routes are not equipped as such and possess no hard-



Quelle/credit (2): Rhätische Bahn

3 *Typischer Schaden am Mauerwerk*
Typical damage to the masonry



4 *Wasseraustritte führen zu Vereisungen*
Escaping water leading to freezing

2 Perspektiven für das 100-jährige Bauwerk

2.1 Baulicher Zustand und veränderte Anforderungen

Die Hauptinspektion des Albulatunnels im Jahr 2006 hat gezeigt, dass der Tunnel kurz- bis mittelfristig sanierungsbedürftig ist. Charakteristisch für die Tunnel der Gründerzeit sind nach über 100 Jahren Betrieb schwere Schäden am Natursteingewölbe und an der Entwässerungsanlage. Die Gleisanlage hat zudem das Ende ihres Lebenszyklus erreicht und die Aufschotterungsreserve beträgt nur noch wenige Zentimeter, so dass die Gleise rasch erneuert und abgesenkt werden müssen. Die Lichtraumverhältnisse genügen hinsichtlich Bahnbetrieb und Personensicherheit nicht mehr den heutigen Anforderungen. Darüber hinaus bedingen die jüngsten gesetzlichen Anforderungen zur Erhöhung der Sicherheit in bestehenden Eisenbahntunneln auch einen kurzfristigen Handlungsbedarf, der nur durch markante bauliche Massnahmen zu erreichen und gemäss BAV (Bundesamt für Verkehr) bis 2019 zu realisieren ist.

Im ursprünglich für den Betrieb mit Dampflok konzipierten Einspurtunnel fehlen moderne Sicherheitseinrichtungen weitgehend. Die Flucht- und Rettungswege sind nicht als solche ausgerüstet und haben keine befestigte Randwegoberfläche. Der Tunnel verfügt über keine Notbeleuchtung, und es sind weder für den Betrieb noch für den Ereignisfall Kommunikationsanlagen vorhanden. Desweiteren sind keine Belüftungsanlagen vorhanden, so dass die wechselnde, natürliche Luftströmung im Tunnel nicht kontrolliert werden kann. Ebenfalls gibt es keine Löschwassereinrichtungen.

surfaced pathways at the side. There is no emergency lighting system in the tunnel and there is no communications equipment available either for operation or should incidents occur. In addition there is a lack of ventilation installations so that the changing, natural air flow in the tunnel cannot be controlled. Similarly, there are no extinguishing water systems.

2.2 Significance for Tourism and the Economy

The Albula line represents an important north-south artery for the Canton of Graubünden, connecting the Engadin with the rest of Switzerland during the winter months in a safe manner so that it has become essential. As a result there is widespread public interest in maintaining this rail link. This aspect must be taken into account when drawing up the plans to construct the new tunnel. Furthermore the entire Albula region has developed into a nature conservation area with much to offer including the spectacular sledding run between Preda and Bergün and the unique winter walking trails in Val Bever. The region's significance is also manifested by dint of the fact that the Papuogna Lake has been proclaimed the "loveliest place in Switzerland", an award presented in 2007 during a survey carried out in Switzerland.

2.3 Overall Assessment

Based on the location determination that was undertaken the Rhaetian Railway arrived at the conclusion that its strategic aims can only be arrived at through extensive renewal of the tunnel and that "genuine" alternatives must be appraised towards this end. In other words, the RhB consciously op-

2.2 Bedeutung für Tourismus und Wirtschaft

Die Albulalinie ist für den Kanton Graubünden eine wichtige Nord-Süd-Verbindung, die das Engadin mit der übrigen Schweiz wintersicher verbindet und kaum mehr wegzudenken ist. Daher besteht ein übergeordnetes öffentliches Interesse an der Verfügbarkeit der Bahnverbindung. Diesem Aspekt soll in der Konzeption der planbaren Bautätigkeiten entsprechend Rechnung getragen werden. Das ganze Albula-gebiet hat sich zudem zu einem angebotsreichen Naturerholungsgebiet entwickelt, unter anderem mit der spektakulären Schlittelbahn zwischen Preda und Bergün und den einmaligen Winterwanderwegen im Val Bever. Die Wichtigkeit dieser Region manifestiert sich auch in der Auszeichnung des Palpuognasees zum „schönsten Flecken der Schweiz“, die im Rahmen einer schweizweiten Umfrage in 2007 vergeben wurde.

2.3 Gesamtbeurteilung

Aufgrund der durchgeführten Standortbestimmung ist die Rhätische Bahn klar zum Schluss gekommen, dass die strategischen Ziele der Bahn nur durch die integrale Erneuerung der Tunnelanlage erreicht werden können, und dass dazu „echte“ Varianten untersucht werden sollen. Die RhB hat sich also auch bewusst gegen eine Instandstellung in Etappen (Fahrbahn, Mauerwerk, Entwässerung, Sicherheitseinrichtungen, Kommunikationsmöglichkeiten etc.) über mehrere Jahre oder gar Jahrzehnte entschieden.

Nur mit einer integralen und umfassenden Erneuerung kann der sichere und zuverlässige Betrieb des Tunnels auch nachhaltig und mit adäquaten Sicherheitseinrichtungen für die nachfolgenden Generationen gewährleistet werden. Gleichzeitig hat die RhB auch festgelegt, dass für eine definitive Wahl einer integralen Erneuerung ein breites Variantenspektrum von der leichten Instandsetzung bis hin zu einem Neubau untersucht werden soll.

3 Integrale Erneuerungen in Varianten

3.1 Variantenauswahl

In 2008 hat die RhB ein externes Planerteam damit beauftragt, in einem Variantenstudium aufzuzeigen, welche Lösungen für eine integrale Erneuerung möglich sind. Im Rahmen dieser Projektstudien wurden letztendlich vier Lösungsvorschläge für eine Sanierung und zwei Lösungsvorschläge für den Neubau des Albulatunnels II erarbeitet und genauer betrachtet. Die Varianten wurden neben den Investitions- und Lebenszykluskosten (LCC) auch bezüglich der Kriterien Sicherheit, Betrieb, Umwelt, Bautechnik und Termine miteinander verglichen und bewertet.

3.2 Instandsetzungsvarianten

Das Spektrum des Variantenstudiums reichte bei der Instandsetzung von einfachen Gewölbeinstandsetzungsmassnahmen bis hin zur sehr komplexer und markanter Aufweitung des Tunnelprofils mit Sohlenabsenkung, wobei die Zielvorgaben der Bauherrschaft mit unterschiedlichem Erfüllungsgrad erreicht wurden:

posed a gradual approach to maintenance (track, masonry, drainage, safety facilities, communications systems etc.) lasting several years or even decades.

Safe and reliable operations in the tunnel can only be secured in a sustained manner and with satisfactory safety facilities for future generations thanks to extensive renewal. At the same time the RhB also determined that a wide spectrum of alternatives from limited maintenance right up to a new tunnel had to be looked into for a definitive choice.

3 Alternative extensive Renovations

3.1 Choice of Alternatives

In 2008 the RhB commissioned an external team of planners to provide a study of alternatives indicating which solutions are feasible for an extensive renovation. Within the framework of this project study four possible redevelopment proposals were ultimately put forward as well as two proposing the building of a new Albula Tunnel II and thoroughly scrutinized. The alternatives were compared with each other and evaluated with regard to the criteria – safety, operation, environment, construction technology and deadlines in addition to investment and life cycle costs (LCC).

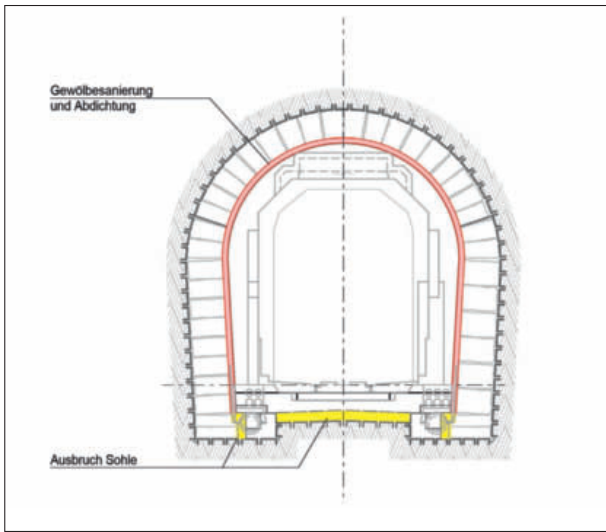
3.2 Redevelopment Alternatives

The spectrum of the study of alternatives in the case of the redevelopment ranged from straightforward measures to upgrade the vault right up to the very complex and striking enlargement of the tunnel profile involving the floor being lowered. The objectives of the client would be reached to varying degrees:

- I-1: Repairing the vault without enlarging the clearance profile
- I-2: Repairing the vault with the tunnel floor being lowered to a moderate extent
- I-3: Repairing the vault with the tunnel floor being greatly lowered
- I-4: Enlarging the tunnel in the vault area

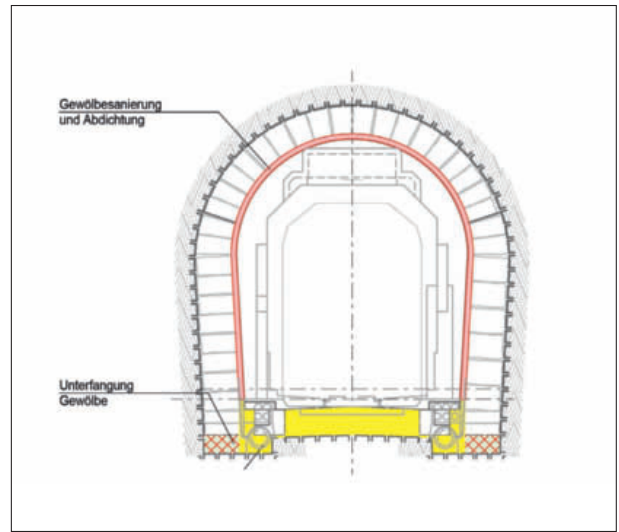
The structural intervention is slightest in the case of alternatives I-1 and I-2 (Figs. 5 + 6) Experience shows that the life cycle of the intended maintenance measures is highly restricted so that extensive redevelopment would be required again after some 30 to 40 years. The requirements relating to safety especially regarding the necessary evacuation routes can scarcely be fulfilled by these two alternatives. As a result alternatives I-1 and I-2 were assessed as non viable by the client at an early stage and thus discarded.

Alternative I-4 (Fig. 8) called for the tunnel to be demolished and replaced. This alternative also enables safety to be substantially enhanced thanks to the larger evacuation routes. However, findings from similar redevelopment concepts revealed that carrying out repairs while train services continue to run is extremely complicated. First of all the time available for construction of around 7.5 hours during the night is ex-

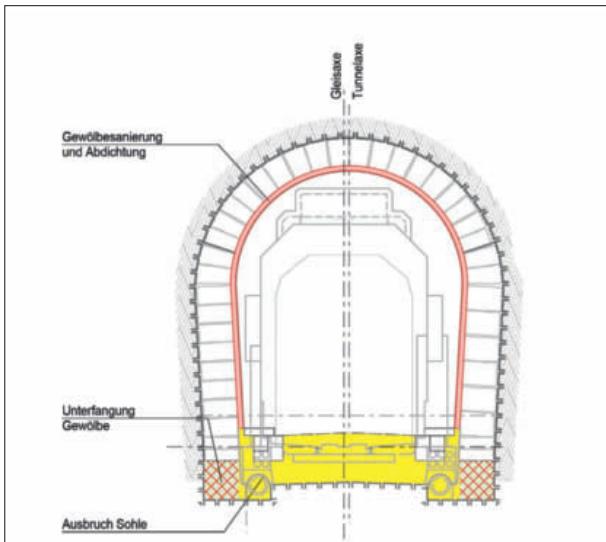


Quelle/credit (5): Rhätische Bahn

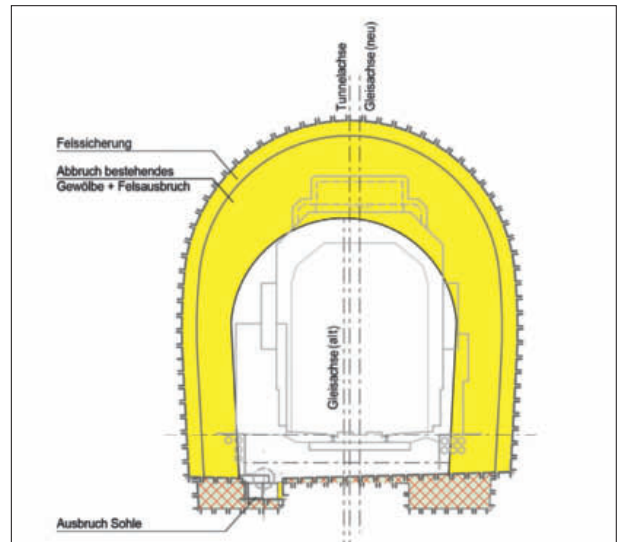
5 Variante I-1
I-1 alternative



6 Variante I-2
I-2 alternative



7 Variante I-3
I-3 alternative



8 Variante I-4
I-4 alternative

- I-1: Gewölbeinstandsetzung ohne Vergrößerung des Lichtraumprofils
- I-2: Gewölbeinstandsetzung mit mittlerer Absenkung der Tunnelsohle
- I-3: Gewölbeinstandsetzung mit grosser Absenkung der Tunnelsohle
- I-4: Tunnelausweitung im Gewölbebereich

Bei den Varianten I-1 und I-2 (Bild 5, 6) ist der bauliche Eingriff am geringsten. Der Lebenszyklus der vorgesehenen Instandsetzungsmassnahmen ist aus Erfahrung stark limitiert, so dass in ca. 30 bis 40 Jahren erneut mit einer aufwändigen Sanierung zu rechnen wäre. Die Anforderungen bezüglich der Sicherheit, insbesondere der erforderlichen Fluchtwege, können bei diesen beiden Varianten kaum erreicht werden. Aus diesem Grund wurden die Varianten I-1 und I-2 bereits früh durch den Bauherrn als unzweckmässig beurteilt und verworfen.

tremely short and secondly problems encountered during the construction process immediately lead to disturbances in train services. Unforeseeable hold-ups in the construction process such as for instance cave-ins or intruding water can lead to considerable restrictions to scheduled services or even to interruptions. As already mentioned, however, the Albulatunnel is an important north-south link, which must be available constantly. Consequently the Rhaetian Railway ultimately rejected this alternative.

The alternative I-3 (Figs. 7 + 9) represents the best possible one as far as the RhB is concerned. The clearance profile can be correspondingly enlarged and in turn safety improved thanks to the floor being lowered by 80 cm. The tunnel drainage system can be resolved with a new approach so that for example permanent ice formation in the portal zones can be prevented in winter.

Details „Bestvariante Instandsetzung“ (I-3):

Aushub: 36 000 m³ fest

Kosten: 240 Mio. CHF (Kostengenauigkeit: +/- 30 %)

Bauzeit: 9,5 Jahre

3.3 Neubauvarianten

Bei den Neubauvarianten wurden eine Variante mit einem Sprengvortrieb und eine mit einem TBM-Vortrieb genauer untersucht. Der bestehende Tunnel soll bei diesen Varianten in einen strassentauglichen Sicherheitstunnel umfunktio- niert werden.

N-1: Neubau mit Sprengvortrieb (Bild 10)

N-2: Neubau mit TBM-Vortrieb (Bild 11)

Gegenüber den Instandsetzungsvarianten weist ein Neu- bau grosse Vorteile bezüglich „Bauen unter Betrieb“, Bau- zeit und Rettungskonzept auf. Nachteilig wirkt sich bei diesen beiden Varianten vor allem der massiv höhere Ma- terialausbruch aus, und der Umgang mit dem historischen Welterbe wirft für die RhB neuartige Fragestellungen auf. So stellt sich hier die Frage, in wie weit ein zentrales Ele- ment des Welterbes einfach durch ein neues Bauwerk ersetzt werden kann. Gleichzeitig sind die Investitions- kosten bei einem Neubau höher als bei der „Bestvariante Instandsetzung“.

Obwohl die Grobkostenanalyse für die Neubauvarianten Mehrkosten aufzeigte, wurde entschieden, neben einer Instandsetzungsvariante auch die Neubauvarianten wei- ter zu vertiefen, mit leichten Präferenzen für den Spreng- vortrieb.

Although the rough cost analysis for the new structure al- ternative entailed added costs, it was decided to investigate this alternative, with the drill+blast concept being preferred, further along with a redevelopment alternative.

Details “Best New Tunnel Alternative”:

Excavated material: 205,000 m³ solid

Costs: 260 million CHF (cost accuracy: +/- 30 %)

Construction time: 6.5 years

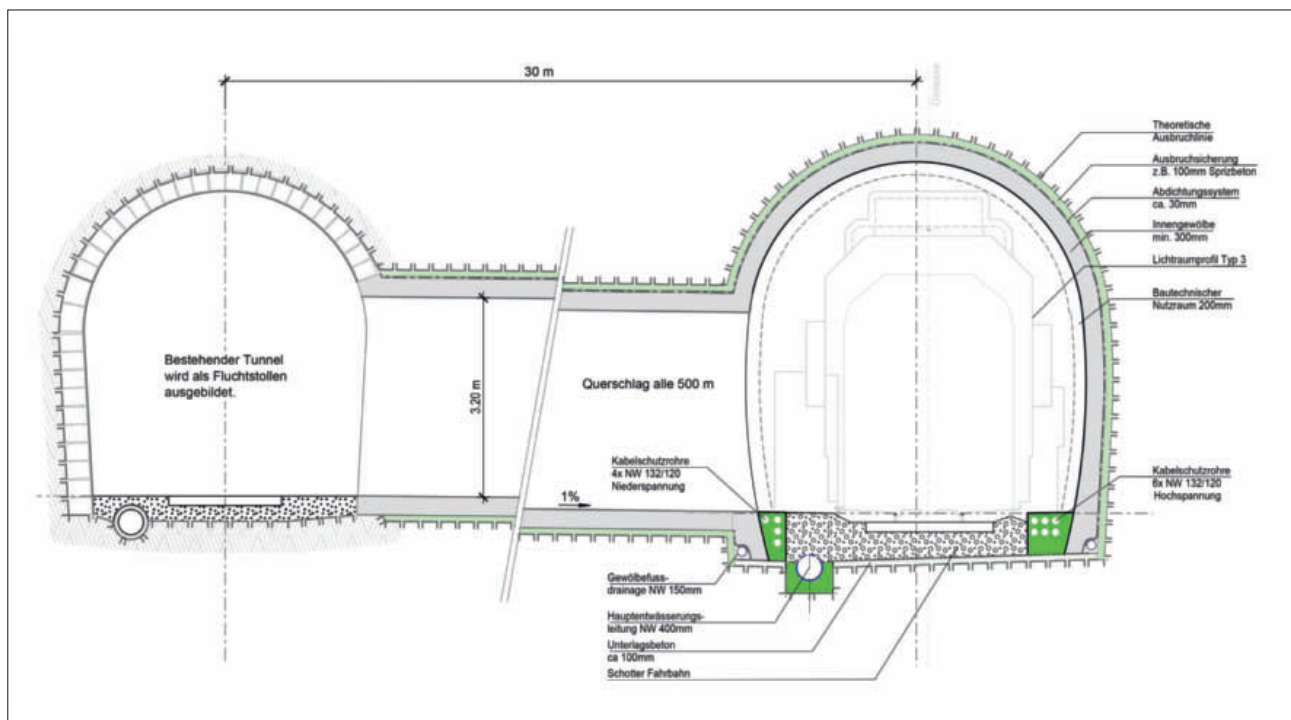
(Fig. 12)

3.4 Choice of Best Alternative

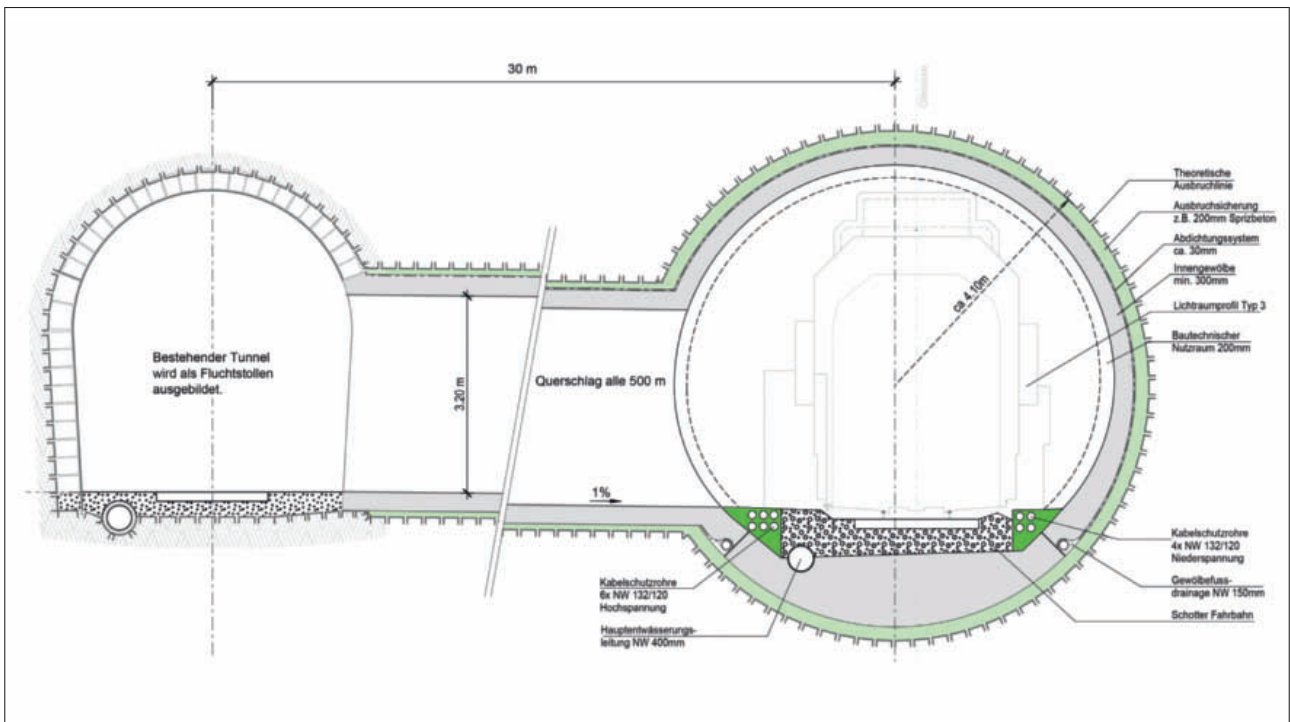
In 2009 extensive advance projects with improved cost accu- racy (+/- 20 %) were executed for the two alternatives “redevelop- ment” and “new tunnel”. The two pre-projects were compared with one another using six criteria. In the process the individual assessment points were weighted differently (table 1).

The comparison of the two possibilities once again con- firmed the clear advantages of the new tunnel alternative. A sensitivity analysis which was undertaken also substantiated this result and indicated that building a new tunnel is always preferable to a redevelopment scheme even given differ- ent weighting assessments. As a result of this evaluation the RhB reached the conclusion that building a new tunnel rep- resents a more sustainable and in this case a more rational solution so that it should be followed up on.

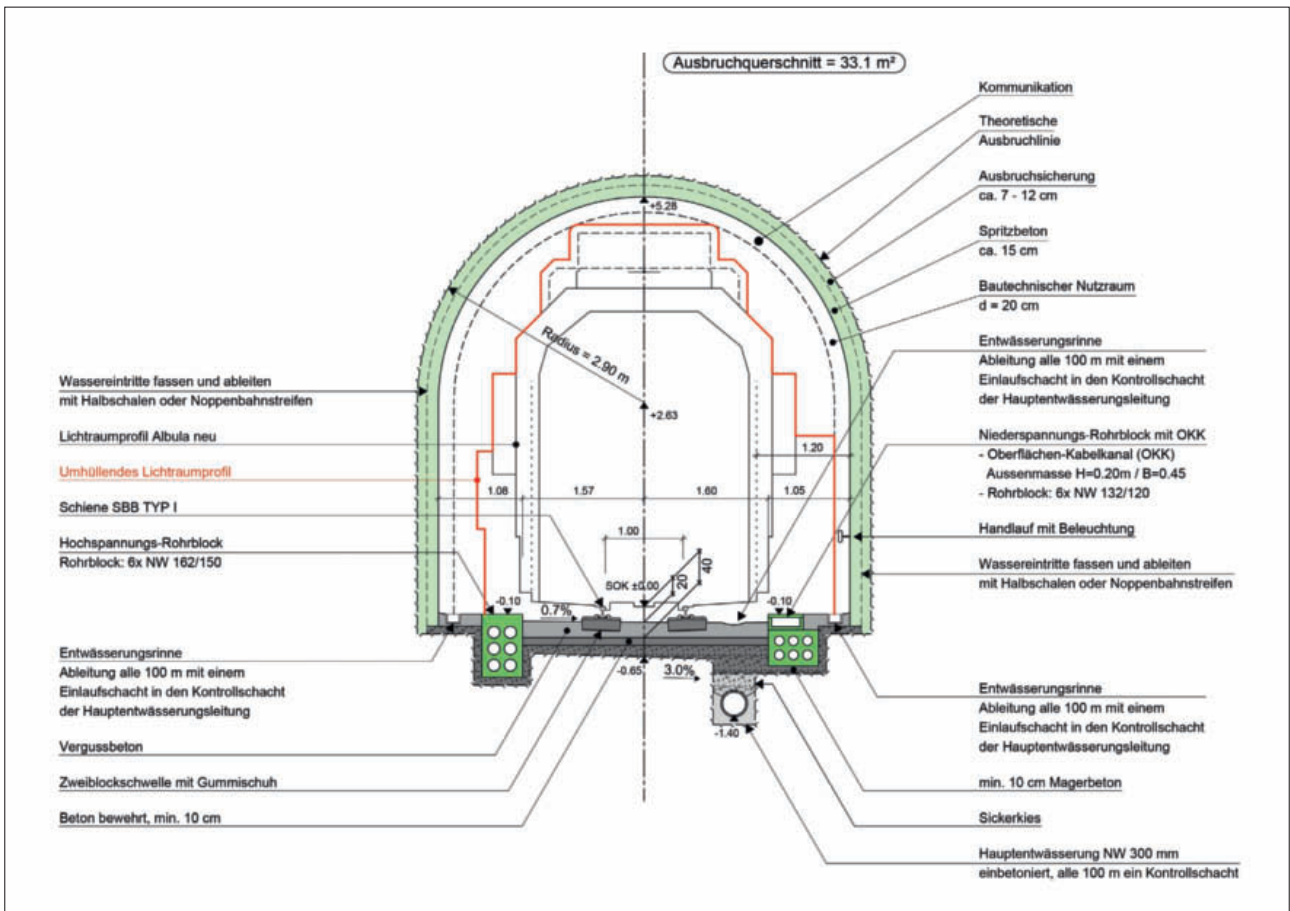
The advantages of building a new tunnel clearly outstrip the other possibilities as far as the criteria “safety”, “construc- tion technology”, “deadlines” and “operation” are concerned.



10 Variante N-1 (Sprengvortrieb)
N-1 alternative (drill+blast)



11 Variante N-2 (Vortrieb mit Tunnelbohrmaschine)
N-2 alternative (driven by TBM)



12 Tunnel-Querschnitt „Bestvariante Neubau“
“Best new tunnel” tunnel cross-section

Bezeichnung/ Description	Gewicht/ Weighting	Instandsetzung/ Maintenance	Neubau/ New Tunnel
		Bewertung/Evaluation	Bewertung/Evaluation
Kosten/ Costs	37 %	240 Mio. CHF	260 Mio. CHF
Sicherheit/ Safety	16 %	Problematisch/ Problematic	Erfüllung aller Anforderungen/ All requirements fulfilled
Bautechnik/ Construction technology	13 %	Sanierung/ Redevelopment	Neubauqualität/ New tunnel quality
Termine/ Deadlines	6 %	9,5 Jahre	6,5 Jahre
Betrieb/ Operation	16 %	Betriebsstörungen und Belastung Netz/ Hold-ups in operation and load on network	Kein Risiko/ No risk
Umwelt/ Environment	12 %	Geringe Eingriffe/ Minor interventions	Erhebliche Massnahmen/ Substantial measures
	100 %	63 %	87 %

Quelle/credit (2): Rhätische Bahn

Table 1 Variantenvergleich „Instandsetzung/Neubau“

Table 1 Comparison of alternatives “repair/new tunnel”

Details „Bestvariante Neubau“:

Aushub: 205 000 m³ fest

Kosten: 260 Mio. CHF (Kostengenauigkeit: +/- 30 %)

Bauzeit: 6,5 Jahre

(Bild 12)

3.4 Wahl einer Bestvariante

Für beide Bestvarianten „Instandsetzung“ und „Neubau“ wurden 2009 vertiefte Vorprojekte mit einer verbesserten Kostengenauigkeit ausgearbeitet (+/- 20 %). Die beiden Vorprojekte wurden in sechs Kriterien miteinander verglichen. Dabei wurden die einzelnen Beurteilungs-Punkte unterschiedlich gewichtet (Tabelle 1).

Der Vergleich der beiden Varianten hat die klaren Vorteile der Neubauvariante einmal mehr bestätigt. Auch eine durchgeführte Sensitivitätsanalyse hat dieses Ergebnis gefestigt und gezeigt, dass auch bei anderer Gewichtung der Neubau immer klar besser abschneidet als die Instandsetzung. Auf Grund dieser Beurteilung ist die RhB klar zum Entscheid gelangt, dass ein Neubau die nachhaltigere und in diesem Fall sinnvollere Lösung ist und künftig weiter verfolgt werden soll.

Die Vorteile eines Neubaus überwiegen bei den Kriterien „Sicherheit“, „Bautechnik“, „Termine“ und „Betrieb“ klar. Beim Kriterium „Preis“ schneidet die Variante Instandsetzung bei den Basisinvestitionen zwar etwas besser ab, bei den Lebenszykluskosten hingegen die Neubauvariante.

Beim Kriterium „Umwelt“ hat die Instandsetzungsvariante klare Vorteile, insbesondere wird in den Unterkriterien das „Einsprache-Risiko im Zusammenhang mit der Denkmalpflege“ beim Neubau als gross eingestuft.

Im Kontakt mit der zuständigen Bewilligungsbehörde (Bundesamt für Verkehr) hat sich 2011 gezeigt, dass bei einem

Although the “redevelopment” alternative is slightly ahead in terms of basic investments, the new tunnel alternative has the edge regarding the life cycle costs.

The redevelopment alternative wins hands down with regard to the “environment” criterion; especially with regard to the sub-criteria, the “objection risk in conjunction with cultural heritage preservation” is regarded as great as far as the new tunnel is concerned.

It was shown in 2011 when the responsible sanctioning authority (Federal Office of Transport) was contacted that particular attention would primarily have to be paid to the aspect of “cultural heritage preservation” during the approval procedure when building a new tunnel. Above all the project’s compatibility with UNESCO world heritage prompted the RhB to request the Swiss Commission for Historic Monuments (EKD) to look into this prior to the final decision on the alternative to be selected being made. Possible difficulties in having the project approved by the Federal Office of Culture were to be eliminated in this way so that these issues were not the subject of the subsequent approval procedure thus enhancing project security and the approval procedure for a new tunnel.

4 Clarifying the New Tunnel’s Capacity for Approval regarding cultural Heritage Aspects

Following thorough scrutiny by the EKD the following main conclusions were reached (in summary form):

- The existing Albula Tunnel is the most important structure on the Albula line and an important aspect of the train journey for the general public.
- The existing Albula Tunnel must be retained functioning in its present form.
- The redevelopment alternatives can be further optimized thus saving costs. It should also be looked into whether

Neubau vor allem dem Punkt „Denkmalpflege“ besondere Beachtung beim Bewilligungsverfahren geschenkt werden muss. Vor allem die Frage der Verträglichkeit des Projektes mit dem UNESCO Welterbe veranlasste die RhB noch vor dem abschliessenden Variantenentscheid diesbezüglich eine detaillierte Prüfung durch die Eidgenössische Kommission für Denkmalpflege (EKD) in Auftrag zu geben. Es sollten damit mögliche Schwierigkeiten bei der Genehmigung des Projektes durch das Bundesamt für Kultur geklärt werden, um das anschliessende Genehmigungsverfahren von diesen Fragestellungen zu entlasten und damit die Projektsicherheit und Genehmigungsfähigkeit einer Neubauvariante zu erhöhen.

4 Klärung der Genehmigungsfähigkeit der Neubauvariante bezüglich denkmalpflegerischer Aspekte

Nach einer ausführlichen Prüfung ist die EKD unter anderem zu folgender wesentlicher Meinung gelangt (summarisch):

- Der heutige Albulatunnel ist das wichtigste Bauwerk auf der Albulalinie und für das Publikum ein wichtiger Moment der Bahnreise.
- Der bestehende Albulatunnel soll in seiner heutigen Form und Funktion erhalten werden.
- Die Instandsetzungsvarianten können weiter optimiert und damit Kosten gespart werden. Es wäre zudem zu prüfen, ob der Betrieb im Albulatunnel jährlich während fünf Monaten für die Bauarbeiten eingestellt werden kann.
- Die Sicherheit bei der Instandsetzungsvariante wird als gleichwertig mit einem Neubau angesehen.

Die Kommission hat auf Grund obiger Meinung folgende Empfehlungen abgegeben:

- Der Instandsetzungsvariante ist im weiteren Projektverlauf gegenüber dem Neubau der Vorzug zu geben.
- Die Instandsetzungsvariante soll weiter optimiert werden.
- Es ist eine Sicherheitsanalyse vorzunehmen.

Mit diesen Empfehlungen war für die RhB ein Neubau wieder in weite Ferne gerückt und Zusatzabklärungen wurden notwendig. Diese sollten sowohl für die Instandsetzung als auch für die Neubauvariante durchgeführt werden. Darüber

services in the Albula Tunnel can be ceased for five months per year to allow construction work.

- Safety in the case of the redevelopment alternative is regarded as being equally important as in the case of building a new tunnel.

The commission put forward the following recommendations on the basis of the above conclusions:

- The redevelopment alternative is to be preferred to building a new tunnel in the further course of the project.
- The redevelopment alternative is to be further optimized.
- A safety analysis is to be carried out.

Based on these recommendations building a new tunnel was a project unlikely to happen as far as the RhB was concerned so that further investigations were necessary. These were to be undertaken for the maintenance alternative as well as for the new tunnel project. In addition a “redevelopment plus” alternative suggested by the Federal Office of Culture was to be included in the further investigations – namely an alternative which foresaw the existing tunnel being redeveloped with a small evacuation tunnel being produced alongside. It was established in conjunction with the Federal Office of Culture that all three alternatives should once again be carefully scrutinized with regard to the following criteria:

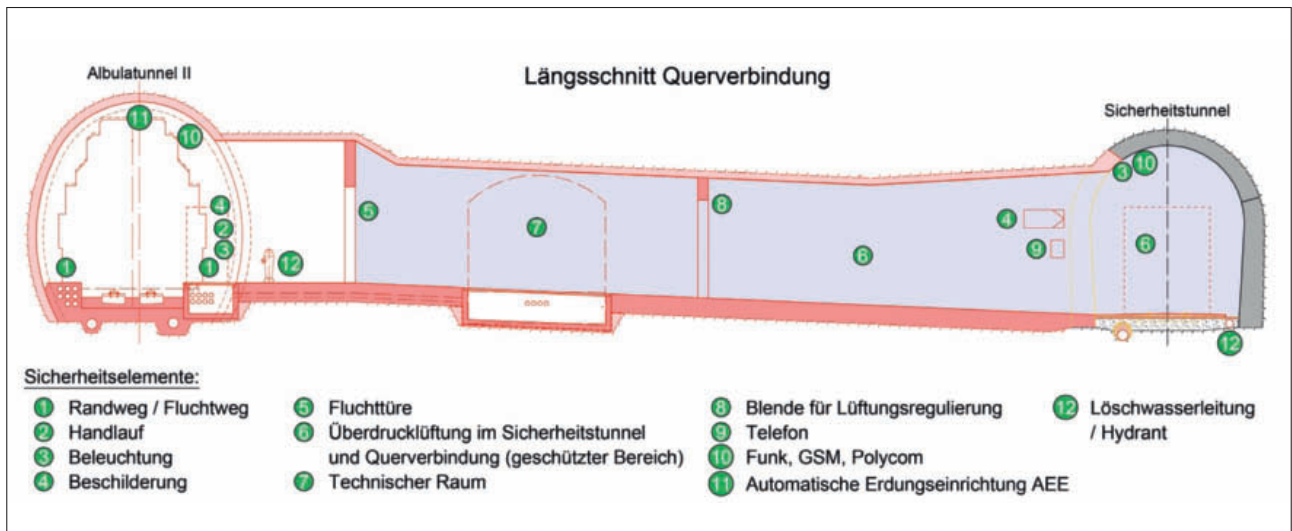
- Construction technical assessment
- Safety appraisal
- Sustainability evaluation

Teams of experts were assembled to appraise the three criteria and detailed studies commissioned. The outcome of the studies is summed up in table 2. It was once again revealed that the new tunnel proposal clearly had the edge over the others and still enjoyed an “average” rating in terms of sustainability. Based on these results final agreement was reached among the Federal Office of Culture (BAK), the Federal Office of Transport (BAV) and the RhB. Thus the RhB had received permission to build a second tunnel bore after roughly four years of planning based on studies, pre-projects and special investigations. In return the RhB committed itself to approach the cultural heritage site with consideration and set up a group of experts to deal with “cultural heritage”. This group is tasked with laying down the most important

Variante/Kriterium Alternative/Criterion	bautechnische Beurteilung/ Construction technical assessment	Sicherheit/ Safety	Nachhaltigkeit/ Sustainability
Neubau/ New tunnel	gut/good	gut/good	mittel/average
Instandsetzung/ Redevelopment	mittel/average	schlecht/poor	gut/good
Instandsetzung PLUS/ Redevelopment PLUS	schlecht/poor	mittel/average	schlecht/poor

Tabelle 2 Bewertung Varianten“

Table 2 Evaluation of alternatives



Quelle/credit (2): Rätische Bahn

13 Querschnitt durch neuen und alten Tunnel im Bereich Querverbindung
 Cross-section through the new and old tunnels at a cross-passage

hinaus wurde auch eine durch das Bundesamt für Kultur ins Spiel gebrachte Variante „Instandsetzung Plus“ in die weiteren Untersuchungen mit einbezogen – nämlich eine Variante, bei der der bestehende Tunnel saniert und parallel dazu ein kleiner Fluchttollen gebaut wird. Zusammen mit dem Bundesamt für Kultur wurde festgelegt, dass alle drei Varianten auf folgende Kriterien nochmals eingehend untersucht werden sollen:

- bautechnische Beurteilung
- Sicherheitsbeurteilung
- Nachhaltigkeitsbeurteilung

Zu den drei Kriterien wurden Expertenteams zusammengestellt und mit Detailstudien beauftragt. Die Resultate der Studien sind in **Tabelle 2** zusammengefasst. Einmal mehr zeigte sich, dass der Neubau klar am besten abschneidet und selbst beim Kriterium „Nachhaltigkeit“ noch mit „mittel“ bewertet wird. Auf Grund dieser Ergebnisse konnte zwischen dem Bundesamt für Kultur (BAK), dem Bundesamt für Verkehr (BAV) und der RhB eine endgültige Einigung erzielt werden. Die RhB hatte also nach rund vier Jahren Planung mittels Studien, Vorprojekten und Spezialuntersuchungen die Freigabe für eine zweite Tunnelröhre erhalten. Als Gegenleistung hat sich die RhB dazu verpflichtet, schonend mit dem Kulturerbe umzugehen und eine Expertengruppe „Denkmalpflege“ einzusetzen. Aufgabe dieser ist es, die wichtigsten denkmalpflegerischen Aspekte in einem Masterplan festzuhalten und während der Umsetzung das Projekt so zu begleiten, dass der Masterplan auch angewendet wird.

Ein wesentlicher Teil war hierbei auch die Durchführung eines Projektwettbewerbs für die Gestaltung der Portalbereiche (bestehender Tunnel und Neubau). Die Expertengruppe hat sich inzwischen etabliert, die wichtigsten Stossrichtungen wurden festgelegt und Projektdetails werden nun während der Umsetzung so berücksichtigt.

aspects relating to conservation in a master plan and to accompany the project while it being executed in such a way that the master plan is also applied.

In this connection the carrying out of a project competition for designing the portals (existing tunnel and new tunnel) also represented an important factor. The group of experts and a planning strategy have been established in the interim and details of the project are now being taken into consideration.

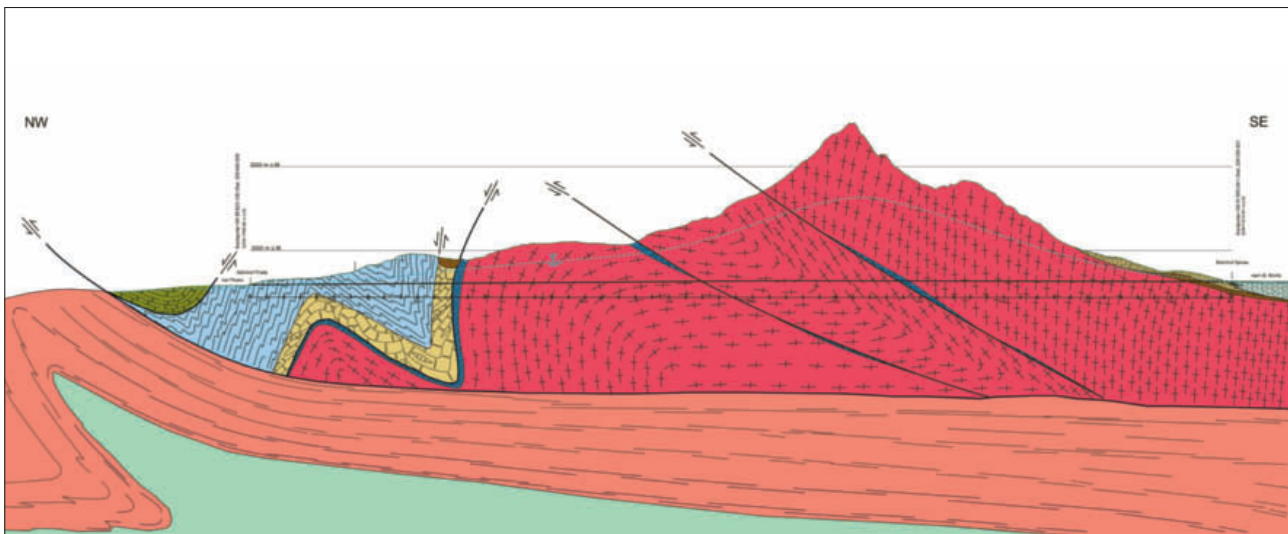
5 The Decision: The new Albula II Tunnel

It was clear for the RhB based on these recognitions that the new tunnel alternative “Albula Tunnel II” can be tackled and the corresponding planning project embarked on. In December 2012, some six years after the main inspection the plan approval project was tabled to the Federal Office of Transport (BAV) for appraisal and approval. After 17 months spent on scrutinizing and ironing out the project the BAV finally gave the green light for construction without objections but with 99 conditions attached in May 2014.

The new Albula Tunnel II is now to be constructed around 30 m away from the existing one. This gap ensures that the new tunnel can be tackled by drill+blast without jeopardizing the existing tunnel by blasting operations. The existing tunnel is to be converted into a safety tunnel following completion of the new one and they will be connected every 450 m by a cross-passage. Should there be an incident the safety tunnel and the cross-passages will be provide with fresh air.

6 Prior Clarifications

Essentially the RhB possesses extremely good documentation stemming from the time when the original tunnel was built over 100 years ago. First and foremost the geology and



14 Geologisches Längenprofil von Norden nach Süden
Geological longitudinal profile from north to south

5 Der Entscheid: Neubau Albulatunnel II

Mit diesen Erkenntnissen stand für die RhB fest, dass die Neubauvariante „Albulatunnel II“ umgesetzt und das entsprechende Auflageprojekt erarbeitet werden kann. Im Dezember 2012, rund sechs Jahre nach der Hauptinspektion, konnte das Plangenehmigungsprojekt beim Bundesamt für Verkehr zur Prüfung und Genehmigung eingereicht werden. Nach 17 Monaten Prüfen und Bereinigen des Projektes hat das BAV im Mai 2014 die Baubewilligung letztendlich ohne Einsprachen, aber mit 99 Auflagen, erteilt.

Der neue Albulatunnel II wird nun rund 30 m neben dem alten Tunnel erstellt. Mit diesem Abstand kann sichergestellt werden, dass der neue Tunnel mittels Sprengvortrieb gebaut werden kann, ohne dass der alte Tunnel durch die Sprengarbeiten gefährdet wird. Der bestehende Tunnel wird nach der Inbetriebnahme des neuen Tunnels zu einem Sicherheitstunnel umgebaut und ca. alle 450 m durch eine Querverbindung miteinander verbunden. Im Ereignisfall werden Sicherheitstunnel und Querverbindungen mit Frischluft versorgt.

6 Vorabklärungen

Grundsätzlich verfügt die RhB über ungewöhnlich gute Unterlagen aus der Bauzeit vor über 100 Jahren. Vor allem die Geologie und der Baufortschritt wurden sehr genau dokumentiert. Um die Risiken abschliessend besser einschätzen zu können, hat sich die RhB trotzdem entschieden, zusätzliche Untersuchungen und Vorabklärungen vorzunehmen:

- Erschütterungsmessungen
- hydrologische Untersuchungen und Messungen (Färbversuche, Ergiebigkeitsmessungen)
- Erfassung und Auswertung von Klimadaten, insbesondere Windmessungen im bestehenden Tunnel
- Flora und Fauna
- geologische Untersuchungen und Erkundungsbohrungen

the rate of progress were established most accurately. However in order to be able to appraise risks more effectively the RhB decided to undertake additional investigations and pre-clearifications:

- Vibration measurements
- Hydrological examinations and measurements (tracer tests, yield measurements)
- Collecting and evaluating climate data, especially wind measurements in the existing tunnel
- Flora and fauna
- Geological investigations and exploratory drilling

In this way the additional exploratory drill holes enabled an extremely precise geological profile to be established (Fig. 14).

The roughly 100 m long cell lime formation (shown in yellow in Fig. 14) represents a major geological problem. A major cave-in of material occurred here when the original tunnel was built. The tunnel was flooded with water and many tunnellers lost their lives.

This zone consists of an 18 m long, extremely complex cell lime layer, which turned out to be very difficult to penetrate during advance tests. Numerous investigations have revealed that it will scarcely be possible to pass through this layer without additional measures; furthermore this zone is hard to grout and consolidate. The freezing method is now to be introduced as the sole remaining possibility.

Based on the additional recognitions attained it can be assumed that the tunnel is to be driven from both portals by means of blasting, taking additional measures into account. Material is to be prepared on-site. All the material will be transported from Spinas to Preda by train, where it will be crushed and prepared. Unsuitable material will be deposited at an appropriate site near Preda. Suitable material will be



Quelle/credit: Rhätische Bahn

15 Vorversuch: Bohrungen in die Störzone (Rauwacke)
Prior test: drilling in the fault zone (cell lime)

Mit den zusätzlichen Erkundungsbohrungen konnte so ein aussergewöhnlich exaktes geologisches Profil erstellt werden (Bild 14).

Eine geologische Höchstschwierigkeit stellt die ca. 100 m lange Rauwacke-Formation dar (im Bild 14 gelb eingefärbt). Schon während des Baus des ersten Tunnels kam es hier zu einem grossen Materialeinbruch. Der Tunnel wurde mit Wasser geflutet und zahlreiche Mineure verloren dabei ihr Leben.



Quelle/credit: (2): Max Galli

16 Installationsarbeiten auf der Seite Preda (Nordportal)
Installation activities at the Preda side (north portal)

returned to the construction process and reutilized as gravel, sand or ballast. Rail logistics and belt conveyors will largely be used for supply and disposal purposes at the remote mountain construction site.

7 Stage reached by Work

The preparatory work on the installation area commenced in mid-2014. The energy supply was stepped up parallel to this and the supply and disposal system for drinking and



Quelle/credit: Jano Felice Pajarola

17 Vorbereitung der Querverbindung im alten Albulatunnel I
Preparing the cross-passage in the old Albula I Tunnel

Diese Zone besteht aus einer 18 m langen, sehr komplexen Rauwacke, deren Durchörterung bereits bei Vorversuchen als enorm schwierig beurteilt wurde. Zahlreiche Untersuchungen haben gezeigt, dass ohne Zusatzmassnahmen ein Durchkommen durch diese Schicht kaum möglich sein wird, auch lässt sich diese Zone kaum injizieren und damit verfestigen. Als einzige verbliebene Möglichkeit soll nun das Gefrierverfahren zur Anwendung kommen.

Auf Grundlage der zusätzlich gewonnenen Erkenntnisse ist davon auszugehen, dass der Tunnel unter Berücksichtigung von Zusatzmassnahmen ab beiden Portalen sprengtechnisch aufgeföhren wird. Die Materialaufbereitung erfolgt vor Ort. Sämtliches Material wird von Spinas mit der Bahn nach Preda transportiert und dort gebrochen und aufbereitet. Das ungeeignete Rohgestein wird dabei in der objektspezifischen Deponie im Raum Preda deponiert. Geeignetes Material wird dem Bauprozess wieder zugeführt und als Kies, Sand oder Schotter weiter verwendet. Die Ver- und Entsorgung der abgelegenen „Gebirgs“-Baustelle erfolgt vorwiegend mit Bahnlogistik und Förderbändern.

7 Aktueller Projektstand

Mitte 2014 wurde an beiden Portalseiten mit den Vorbereitungsarbeiten auf dem Installationsgelände begonnen. Parallel dazu wurde die Energieversorgung verstärkt sowie die Ver- und Entsorgung mit Trink- und Brauchwasser erstellt. In der sehr peripheren Lage waren dazu grosse Anstrengungen und Absprachen mit den betroffenen Regionen notwendig.

Auch im Albulatunnel I sind die Arbeiten im Sommer 2014 angelaufen. So werden im künftigen Sicherheitstunnel vorgängig erste Sicherungsarbeiten vorgenommen und der Bau der elf Querverbindungen vorbereitet sowie eine Druckwasserleitung eingebaut. Damit sollen die Voraussetzungen geschaffen werden, den Bau der neuen Tunnelröhren später ohne Störung des Bahnbetriebs durchführen zu können. Vor allem die Baulogistik und die im alten Tunnel noch unter Betrieb durchgeführten Arbeiten sind auf der Gebirgsbaustelle für alle Beteiligten sehr aufwändig und fordern den Verantwortlichen alles ab.

Es ist davon auszugehen, dass die Vorbereitungsarbeiten im Sommer 2015 abgeschlossen werden können und dann mit den eigentlichen Vortriebsarbeiten beim neuen Albulatunnel II begonnen werden kann. Die nächsten Meilensteine können dann wie folgt zusammengefasst werden:

- 2015: Start des Tunnelausbruchs am Albulatunnel II
- 2018: Abschluss der Rohbauarbeiten am Albulatunnel II und Start des bahntechnischen Ausbaus
- 2020: Inbetriebnahme Albulatunnel II und Start Umbau des alten Tunnels zu einem Sicherheitstunnel
- 2021: Inbetriebnahme des Sicherheitstunnels
- 2022: Abschlussarbeiten und Abschluss des Projektes

industrial water secured. Major efforts were required in the extremely peripheral location and consultation with the affected regions deemed essential.

Work on the Albula Tunnel I also started up in summer 2014. Primarily support work is being undertaken in the future safety tunnel and preparations made for constructing the eleven cross-passages as well as installing a pressure water line. In this way the prerequisites are to be created for subsequently producing the new tunnel bores without interfering with train services. Construction logistics and the activities carried out in the existing tunnel in particular are extremely complicated at the mountain site for all those involved and call for absolute commitment from all who are responsible.

It is presumed that the preparatory operations can be concluded in summer 2015 so that the actual driving activities for the new Albula II Tunnel can get underway. The next milestones can be summed up as follows:

- 2015: Start on excavating the Albula II Tunnel
- 2018: Conclusion of the structural work operations for the Albula II Tunnel and start of the rail engineering work
- 2020: Albula II Tunnel becomes operational and commencement of converting the existing tunnel to form a safety tunnel
- 2021: The safety tunnel becomes operational
- 2022: Final work and conclusion of the project



18 Nacht für Nacht fährt in dieser Bauphase ein Bauzug mit der gesamten Logistik in den bestehenden Tunnel und ermöglicht so, dass die Querverbindungen teilweise ausgebrochen und so für den Vortrieb des neuen Tunnels vorbereitet werden können. Die reine Bauzeit ist durch das enge Fenster der Nachtzugspause des Bahnbetriebs sehr beschränkt

Every night during this construction phase, a construction train containing the entire logistics moves into the existing tunnel thus allowing the cross-passages to be partially excavated and getting them ready for driving the new tunnel. The actual construction time is extremely restricted owing to the narrow window provided by the discontinuation of train services during the night

Manfred Leger, Dipl.-Wirt.-Ing. (FH), Vorsitzender der Geschäftsführung, DB Projekt Stuttgart–Ulm, Stuttgart/DE

Der Fildertunnel im DB-Projekt Stuttgart–Ulm

Von der Spritzbetonbauweise zum maschinellen Vortrieb

Der Planfeststellungsbeschluss für den Fildertunnel sah für den gesamten Streckenverlauf die Spritzbetonbauweise vor. Das Projekt hat nach einer längeren, zähen Phase des Planungsstillstandes, in der vor allem Fragen der Finanzierung und der Umsetzung immer wieder neu konzipiert wurden, einen regelrechten Neustart erlebt. So wurde auch die bisher favorisierte Vortriebsart für den Fildertunnel – mittels Planänderungsverfahren – durch ein innovatives Auffahrkonzept mit maschinellem Vortrieb ersetzt und genehmigt.

The Filder Tunnel in the DB Project Stuttgart–Ulm

From the Shotcrete Method to mechanised Tunnelling

The planning decision for the Filder Tunnel intended the use of the shotcrete method for the entire distance. After a longer, tough phase of design standstill, during which above all questions of finance and construction were reconsidered again and again, the project has experienced a positive new start. The method previously favoured for the Filder Tunnel was replaced in a planning variation procedure by an innovative mechanised tunnelling concept, which was approved.

1 Das Projekt Stuttgart–Ulm

Das Bahnprojekt Stuttgart–Ulm umfasst zwei Teilprojekte: Stuttgart 21 und die Neubaustrecke Wendlingen–Ulm. Bei beiden Projekten werden insgesamt 117 Streckenkilometer gebaut. Davon liegen 64 km in insgesamt 25 Tunnelbauwerken.

Das Teilprojekt Stuttgart 21 beinhaltet die Neuordnung des Stuttgarter Bahnknotens mit vier neuen Bahnhöfen und 57 km neuer Strecke. Aus dem Stuttgarter Kopfbahnhof entsteht ein leistungsfähiger, unterirdisch verlaufender Durchgangsbahnhof. Die alten Gleisanlagen werden komplett entfernt, wodurch rund 100 Hektar Fläche im Herzen der Landeshauptstadt für die Stadtentwicklung zur Verfügung stehen. Das schafft Platz für einen neuen Stadtteil und mehr Grünflächen in der Innenstadt.

Die 60 km lange Neubaustrecke Wendlingen–Ulm ermöglicht einen schnelleren und komfortablen Weg über die Schwäbische Alb von Stuttgart nach Ulm. Über die Hälfte dieser Strecke verläuft in Tunneln. Auf ihrem Weg überwindet die Neubaustrecke einen Höhenunterschied von fast 500 m.

Der Finanzierungsrahmen für beide Teilprojekte beträgt insgesamt 9.786 Mrd. EUR. Von dieser Summe entfallen 6.526 Mrd. EUR auf Stuttgart 21 und 3.26 Mrd. EUR auf die Neubaustrecke Wendlingen–Ulm. Die Achse Stuttgart–Ulm ist Teil des europäischen Hochgeschwindigkeitsnetzes „Magistrale für Europa“. Dieses Netz verbindet Städte und Regionen auf einer Strecke von rund 1500 km, mit insgesamt 34 Millionen Bewohnern und 16 Millionen Beschäftigten in fünf Staaten.

1 The Project Stuttgart–Ulm

The Stuttgart–Ulm rail project consists of two part projects: Stuttgart 21 and the new line from Wendlingen to Ulm. A total of 117 km of line will be built on both projects, of which 64 km runs through altogether 25 tunnels.

The part project Stuttgart 21 includes the reorganisation of the Stuttgart railway junction with four new stations and 57 km of new line. The Stuttgart terminus will be replaced with a high-capacity through station below ground. The old tracks will be completely removed, making about 100 hectares available for development in the centre of the state capital, which will create space for a new suburb and more green areas in the inner city.

The 60 km long new line Wendlingen–Ulm provides a quicker and more comfortable route over the Swabian Jura mountains from Stuttgart to Ulm. More than half of this route runs in tunnels. The new route overcomes a height difference of almost 500 m.

The financial framework for both part projects amounts to altogether 9.786 billion EUR, of which 6.526 billion is for Stuttgart 21 and 3.26 billion for the new line Wendlingen–Ulm. The route Stuttgart–Ulm is part of the European high-speed rail network “Main Line for Europe”, which links cities and regions along a distance of about 1500 km, with altogether 34 million inhabitants and 16 million employees in five countries.

Le Fildertunnel dans le projet ferroviaire Stoccarda–Ulma

De la méthode du béton projeté à l'excavation au tunnelier

L'approbation du plan d'urbanisme pour le Fildertunnel prévoyait la méthode du béton projeté pour l'ensemble du tracé de ce tronçon. Après une phase d'immobilisation prolongée et coriace de la planification, durant laquelle des questions touchant surtout le financement et la mise en œuvre ont été sans cesse reconçues, le projet a connu un véritable nouveau départ. C'est ainsi aussi que le mode d'excavation privilégié jusque-là pour le tunnel a fait place (par le biais d'une procédure de modification du plan) à un concept d'excavation innovant avec avancement mécanique, qui a été approuvé.

Il Fildertunnel nel progetto delle ferrovie tedesche (DB) nella tratta Stoccarda–Ulma

Dall'utilizzo del betoncino proiettato all'avanzamento meccanizzato

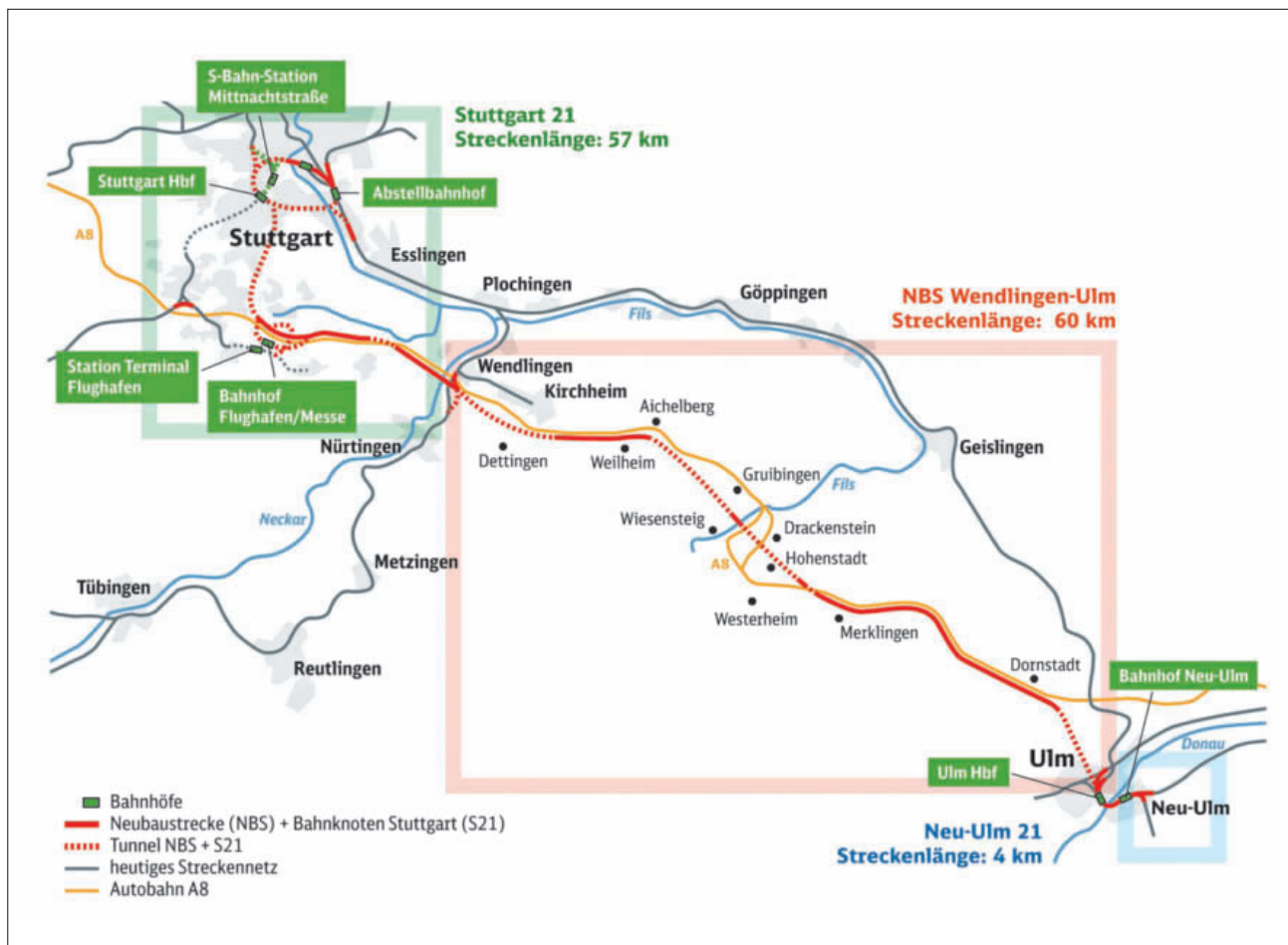
L'approvazione del progetto del Fildertunnel ha previsto per tutta la tratta l'uso di betoncino proiettato. Il progetto, dopo un lungo periodo di stasi, durante il quale venivano continuamente concepiti nuovi sistemi di finanziamento e di realizzazione, ha vissuto una fase di vera rinascita. Così per il Fildertunnel, il metodo di avanzamento finora favorito tramite variazioni del progetto, è stato sostituito e approvato da un innovativo concetto di avanzamento meccanico.

2 Der Fildertunnel im Teilprojekt Stuttgart 21

Durch das Projekt erhält die südlich von Stuttgart gelegene Filderebene über den Fildertunnel erstmals einen direkten

2 The Filder Tunnel in the Part Project Stuttgart 21

The project will provide for the first time a direct link from the Filderebene plain south of Stuttgart through the Filder



1 Das Bahnprojekt Stuttgart–Ulm umfasst zwei Teilprojekte: Stuttgart 21 und die Neubaustrecke Wendlingen–Ulm
The rail project Stuttgart–Ulm contains two part projects: Stuttgart 21 and the new line Wendlingen–Ulm

Quelle/credit: Kommunikationsbüro Stuttgart–Ulm e.V.



Quelle/credit (2): Kommunikationsbüro Stuttgart-Ulm e.V.

2 Die Neubaustrecke Stuttgart–Ulm ist Teil des europäischen Hochgeschwindigkeitsnetzes „Magistrale für Europa“
 The new line Stuttgart–Ulm is part of the European high-speed network “Main Line for Europe”

Anschluss an alle Richtungen des Fern- und Regionalverkehrs. Auf einer Länge von 9,468 km verbindet der Fildertunnel den im Stuttgarter Talkessel liegenden Hauptbahnhof mit der Filderebene. Das Bauwerk überwindet von Stuttgart auf die Fildern rund 155 Höhenmeter (16 Höhenmeter pro Kilometer Strecke) und schließt nahtlos an den neuen Hauptbahnhof an. Die Überdeckung liegt zu Beginn bei nur wenigen Metern, steigt aber schnell auf bis zu 220 m an. Der Tunnel ist am Übergang zum Hauptbahnhof Stuttgart mit bis zu 100 km/h befahrbar, in der unteren Hälfte mit 160 km/h und im oberen Abschnitt mit 250 km/h.

Zwei Röhren mit jeweils zwei Gleisen schließen am Südkopf des neuen Hauptbahnhofs an, zunächst gemeinsam mit dem Tunnel Obertürkheim. Nach etwa 280 m trennen sich die zweigleisigen Röhren in einem Verzweigungsbauwerk. Zwei eingleisige Tunnel biegen Richtung Osten und bilden den Tunnel Obertürkheim. Der Fildertunnel biegt Richtung Süden in zwei eingleisige Tunnel auf kürzestem Weg auf die Fildern ab und unterquert dabei die Stadtteile Degerloch und Möhringen.

Die beiden Röhren des Fildertunnels liegen weitgehend in einem Achsabstand von rund 30 m zueinander und sind alle 500 m durch Querschläge verbunden. Dies ist Teil des Sicherheits- und Rettungskonzeptes, da durch die Querschläge ein Fluchtweg in die sichere, gegenüberliegende Röhre möglich ist.

Der Fildertunnel endet im Bereich der Autobahnanschlussstelle Degerloch, unmittelbar neben der Bundesautobahn

Tunnel to long-distance and regional routes in all directions. With a length of 9.468 km, the Filder Tunnel connects the main station in the Stuttgarter Talkessel to the Filderebene. The structure climbs about 155 m (16 m per km of line) from Stuttgart up to the Filder hills and connects seamlessly into the new main station. The overburden at the start is only a few metres but increases rapidly to more than 220 m. The tunnel can be travelled at up to 100 km/h approaching Stuttgart main station, at 160 km/h in the lower half and 250 km/h in the upper section.

Two bores each with two tracks join the south head of the new station, initially together with the Obertürkheim Tunnel. After about 280 m, the two-track bores separate at a branch structure. Two single-track bores curve to the east and form the Obertürkheim Tunnel. The Filder Tunnel curves to the south in two single-track bores on the shortest route onto the Filder hills, passing below the urban suburbs of Degerloch and Möhringen.

The two bores of the Filder Tunnel generally lie at a spacing of about 30 m and are linked every 500 m by cross passages. This is part of the safety and rescue plan, since the cross passages provide an escape route into the safe, opposite bore.

The Filder Tunnel ends near the Degerloch autobahn junction immediately adjacent to the federal autobahn 8, where the tunnel – in two single-track trough structures – connects to planning section 1.3 (Filder area with airport link).

8. Hier schließt sich der Tunnel – in zwei eingleisigen Trogbauwerken – an den Planfeststellungsabschnitt 1.3 (Filderbereich mit Flughafenanbindung) an.

3 Planfeststellungsbeschluss im Jahr 2005

Als einer der ersten Planfeststellungsbeschlüsse für das Teilprojekt Stuttgart 21 erging 2005 der Planfeststellungsbeschluss 1.2 (Fildertunnel). Bereits in der Phase der Entwurfs- und Genehmigungsplanung wurde neben der Spritzbetonbauweise ein maschineller Vortrieb für den Fildertunnel erwogen. Die Machbarkeit des maschinellen Vortriebs wurde somit bereits in dieser frühen Phase untersucht. Schon zu diesem Projektstadium wurde erkannt, dass diese Bauweise für den Fildertunnel technisch und wirtschaftlich interessant sein könnte. Die Auslegung des zu diesem Zeitpunkt gültigen Planrechts von Seiten des Eisenbahnbundesamts (genehmigende Behörde) ließ zu dieser Zeit keine Beantragung beider Bauverfahren gleichzeitig zu. Im Wesentlichen deshalb, weil die Art und Weise der möglichen Einwendungen für die beiden Bauweisen nicht als deckungsgleich beurteilt wurden. Daher musste sich die Bahn als Vorhabens-trägerin für eine Bauweise entscheiden. Die Entscheidung fiel auf die konservativere Spritzbetonbauweise. Bei dieser Vortriebsvariante kann auf lange Erfahrung zurückgegriffen werden, und sie bietet zudem eine hohe Flexibilität gegenüber unerwarteten geologischen Veränderungen. Außerdem löst diese Bauweise mehr Betroffenheiten aus, so dass ein späteres Umstellen auf maschinellen Vortrieb planrechtlich einfacher umzusetzen erschien. Daher ist im Planfeststellungsbeschluss von 2005 die Spritzbetonbauweise eingereicht und schließlich auch genehmigt worden.

4 Neustart Planung im Jahr 2008

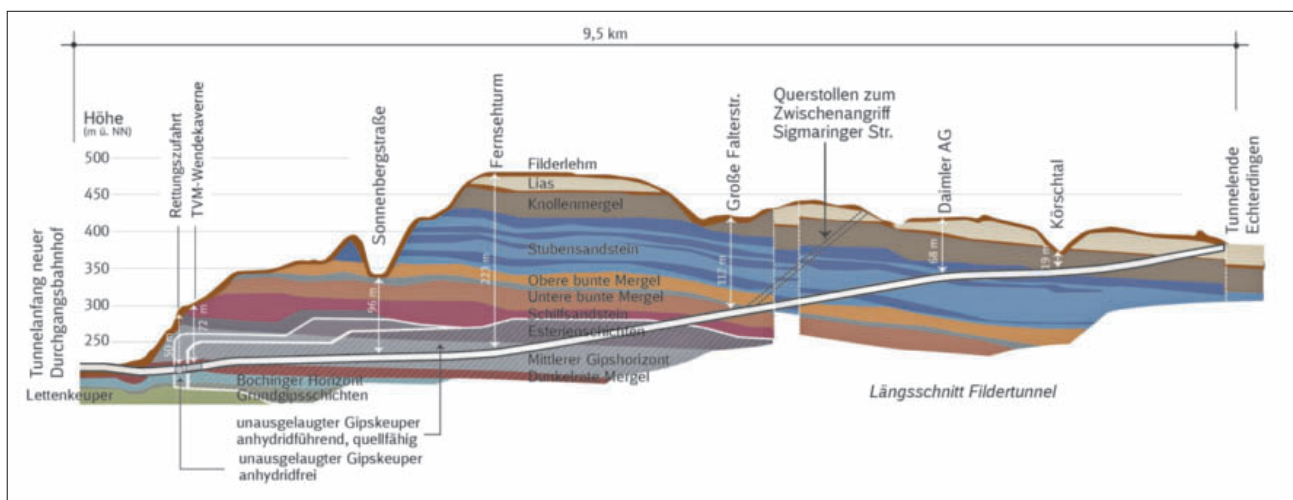
Bahn, Bund, Land, Region und Stadt schlossen im Juli 2007 ein sogenanntes „Memorandum of Understanding“ ab. Im April 2009 stand die Finanzierungsvereinbarung zu Stuttgart 21.

3 Planning Decision in 2005

The planning decision 1.2 (Filder Tunnel) was one of the first for the part project Stuttgart 21 in 2005. Mechanised boring of the Filder Tunnel was already considered as an alternative to the shotcrete method during the production of the design for approval, so the feasibility of mechanised tunnelling had already been investigated at an early stage. It was already recognised at this stage that mechanised tunnelling could be technically and economically interesting for the Filder Tunnel. The interpretation of the planning law by the federal railway office (permit authority) at that time did not allow an application for both construction methods simultaneously; essentially perhaps, because the type and nature of possible objections could not be evaluated equivalently for the two methods. German Railways DB, as promoter of the project, thus had to decide on one method, and the decision was made for the conservative shotcrete method. This method can rely on long experience and also offers good flexibility against unexpected geological changes. The method also raises more concerns, so that a later change to mechanised tunnelling seemed simpler to achieve under planning law. Therefore the planning application of 2005 was based on the shotcrete method and was approved on that basis.

4 New Start on the Design in 2008

DB agreed a “Memorandum of Understanding” with the German government, state, region and city in July 2007. In April 2009, the finance agreement for Stuttgart 21 was complete. After a period, during which existing planning law procedures had only been progressed, the project regained impetus. With the further finance, design work was resumed and finally a design for mechanised tunnelling came into consideration, because several tunnels had been successfully bored by machines in comparable ground conditions to Stuttgart, for DB and also on other German and international projects, since the original decision. Machine technology



3 Topografie des Fildertunnels

Topography of the Filder Tunnel

Das Projekt nahm nach einer Phase, in der lediglich laufende Planrechtsverfahren weiterbetrieben wurden, wieder an Fahrt auf. Ausgestattet mit weiteren Planungsmitteln wurden auch die Wiederaufnahme der Entwurfsplanungen und

had made great progress and mechanised tunnelling had become technically and economically more attractive. For this reason it was decided to design, tender and hand in for approval, through a planning variation procedure at the federal railway office, a mechanised tunnel design in addition to the already approved shotcrete design.



4 Streckenverlauf des Fildertunnels in der Aufsicht
Route of the Filder Tunnel on plan

5 Award in 2011

In parallel to the planning approval variation procedure, the design of the Filder Tunnel was processed ready for tendering for both methods. The tender documents for mechanised tunnelling allowed innovative alternative proposals in addition to the one possible tunnelling scheme, although these had to remain within the framework of the planning application. After an intensive tender phase, in which various innovative tunnelling concepts were brought into the competition by the bidding joint ventures, the bid from the joint venture ATCOST21 (consisting of the companies Porr Bau GmbH, G. Hinteregger & Söhne Baugesellschaft mbH, Östu-Stettin Hoch- und Tiefbau GmbH and Swietelsky Tunnelbau GmbH und Co KG) was technically and economically successful.

6 Description of the Tunnelling Concept from JV ATCOST21

With the submission of the tendered works for the structure of the Filder Tunnel, the joint venture ATCOST21 handed in further alternative proposals in addition to the tender variant. The essential basic feature of the finally awarded proposal is to bore the mechanised sections of the Filder Tunnel with only one tunnel boring machine (TBM).

Starting from the Filder portal site facilities area, the east bore is first driven by the shield machine to about the middle of the tunnel (upper Filder Tunnel), then dismantled underground and hauled back to the Filder portal site facilities area (Fig. 6 1). In order to cope with the geological conditions, a multi-mode tunnel boring machine with pressure-tight screw conveyor was chosen. The reassembled TBM, now fitted with a new shield skin, then drives the west bore of the upper Filder Tunnel as the second shield drive (Fig. 6 2a). While the second drive is underway, the two conventionally driven transition tunnels of the middle Filder Tunnel are excavated in the unleached gypsum Keuper, which contains anhydrite and is susceptible to swelling (Fig. 6 2b). The bores of the first shield drive serve as supply and disposal tunnels for the conventional excavation. This measure enables the omission of the intermediate start in the Sigmaringer Strasse, which had been approved in the planning decision.

When the TBM arrives in the middle Filder Tunnel, it is drawn through the conventionally excavated section, where the machine is converted to an open tunnel boring machine

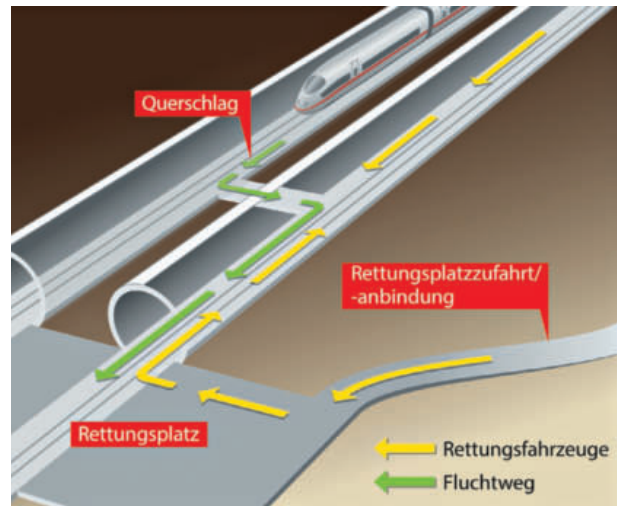
schließlich die Planungen für einen maschinellen Vortrieb wieder in den Fokus gerückt. Denn in der Zwischenzeit waren bei der Deutschen Bahn AG und auch in anderen nationalen wie internationalen Projekten erfolgreiche Tunnelbauwerke, die mit den Gebirgsverhältnissen Stuttgarts vergleichbar sind, mittels maschinellen Vortriebs realisiert worden. Die Maschinenteknik hatte noch einmal große Fortschritte gemacht und die maschinelle Bauweise wurde technisch und wirtschaftlich noch attraktiver. Davon ausgehend wurde entschieden, neben der bereits genehmigten Spritzbetonbauweise auch die maschinelle Bauweise zu planen, auszuschreiben und zur Genehmigung beim Eisenbahnbundesamt über ein Planänderungsverfahren einzureichen.

5 Vergabe im Jahr 2011

Parallel zum Planänderungsverfahren wurde die Planung des Fildertunnels für beide Bauweisen bis zur Ausschreibungsreife erstellt. Die Ausschreibung der maschinellen Bauweise ließ neben einem möglichen Auffahrkonzept auch innovative Nebenangebote zu, die sich im Rahmen des beantragten Planrechtes bewegten. Nach einer intensiven Angebotsphase, in der von den anbietenden Bietergemeinschaften verschiedene innovative Auffahrkonzeptionen in den Wettbewerb gebracht wurden, konnte sich das Angebot der ARGE ATCOST21 (bestehend aus den Firmen Porr Bau GmbH, G. Hinteregger & Söhne Baugesellschaft mbH, Östu-Stettin Hoch- und Tiefbau GmbH sowie Swietelsky Tunnelbau GmbH und Co KG) technisch und wirtschaftlich durchsetzen.

6 Beschreibung Auffahrkonzept ARGE ATCOST21

Mit Submission der ausgeschriebenen Leistungen für die Rohbauarbeiten des Fildertunnels hat die Bietergemeinschaft ATCOST21 neben der Ausschreibungsvariante weitere Nebenangebote mit innovativen Auffahrkonzepten abgegeben. Wesentliches Grundelement des schlussendlich be-



5 Durch die Querschläge ist alle 500 m ein Fluchtweg für den Ereignisfall in die sichere, gegenüberliegende Röhre vorhanden
The cross passages every 500 m provide an escape route into the safe opposite bore in case of an incident

with mucking and conveyor belt mucking. Then the third shield drive starts, the west bore of the lower Filder Tunnel in the unleached gypsum Keuper, which contains anhydrite and is susceptible to swelling (Fig. 6 3). With the completion of the third drive, the machine reaches the turning cavern, which has already been excavated from the valley side. In this temporary cavern, the TBM is turned and made ready for the last branch of the remaining fourth shield drive. Finally, the east bore of the lower Filder Tunnel is driven (Fig. 6 4). After arrival in the middle Filder Tunnel, the machine is dismantled underground with the shield skin being abandoned, brought back to the site facilities area at the Filder portal and transported away.

7 Advantages of mechanised Tunnelling

The use of a tunnel boring machine together with the tunnelling concept of the ATCOST21 joint venture has many ad-



6 Auffahrkonzept der ARGE ATCOST21
Tunnelling concept from the joint venture ATCOST21



Quelle/credit: Kommunikationsbüro Stuttgart–Ulm e.V.

7 Tunnelbohrmaschine SUSE vor dem Beginn der Vortriebsarbeiten am Filderportal
Tunnel boring machine SUSE at the Filder portal before starting work

auftragten Nebenangebotes besteht darin, die maschinell herzustellenden Abschnitte des Fildertunnels mit nur einer Tunnelvortriebsmaschine (TVM) aufzufahren.

Beginnend von der Baustelleneinrichtungsfläche Filderportal wird zunächst die östliche Röhre als erste Schildfahrt bis ca. Tunnelmitte aufgefahren (oberer Fildertunnel), im Berg demontiert und zur Baustelleneinrichtungsfläche Filderportal zurückgesetzt (Bild 6 1). Um den geologischen Randbedingungen gerecht zu werden wurde für diesen Bereich eine Multimode-Tunnelvortriebsmaschine mit druckhaltendem Schneckenaustrag gewählt. Im Weiteren wird mit der wieder montierten TVM, nun ausgestattet mit neuem Schildmantel, die westliche Röhre des oberen Fildertunnels als zweite Schildfahrt aufgefahren (Bild 6 2a). Parallel zu dieser zweiten Schildfahrt erfolgt das Auffahren der beiden Röhren des konventionell herzustellenden Übergangsbereiches des mittleren Fildertunnels in den quellfähigen unausgelaugten anhydritführenden Gipskeuper (Bild 6 2b). Die Röhre der ersten Schildfahrt dient hierbei für die konventionellen Bereiche als Ver- und Entsorgungstunnel. Durch diese Massnahme kann auf den ursprünglich planfestgestellten Zwischenangriff Sigmaringer Strasse verzichtet werden.

Mit Ankunft der TVM im mittleren Fildertunnel wird diese durch den zuvor konventionell hergestellten Bereich hindurchgezogen. Im Durchzugsbereich wird die Vortriebsan-

vantages compared to conventional excavation. Despite the extra disposition time for the TBM and the associated work preparation, this saves construction time compared to conventional tunnelling due to the considerably faster advance rate of up to 40 m per day. Direct installation of the final lining in the form of single-layer segments also saves time. Further advantages ensue from the omission of the starting point in the Sigmaringer Strasse, which had been intended in the original planning decision using the conventional shotcrete method. This reduced above all the impact on the inhabitants in the vicinity of the intermediate starting point. The excavation of the turning cavern below ground also considerably reduces emissions and traffic due to construction works in the Stuttgart city centre. The use of a tunnel boring machine with precast elements improves the quality of the tunnel structure due to the higher degree of mechanisation and the working sequence, which repeats continually at short intervals.

8 Planning Variation Decision issued in 2013

The application for the implementation of mechanised tunnelling was prepared to cover the concerns of various tunnelling concepts. This allowed the alternative proposal from the ATCOST21 joint venture. In February 2013, the decision concerning the planning variation and

lage auf eine offene Tunnelvortriebsmaschine mit Muckring und Förderbandaustag umgebaut. Anschließend beginnt mit der dritten Schildfahrt das Auffahren der westlichen Röhre des unteren Fildertunnels im unausgelaugten anhydrit-führenden Gipskeuper (Bild 6 3). Mit Abschluss der dritten Schildfahrt erreicht die Tunnelvortriebsmaschine die von der Talseite zuvor hergestellte Wendekaverne. In diesem temporären Hohlraum wird die TVM gedreht und für den letzten Ast der verbleibenden vierten Schildfahrt vorbereitet. Abschließend erfolgt der Vortrieb zum Auffahren der östlichen Röhre des unteren Fildertunnels (Bild 6 4). Nach Ankunft im mittleren Fildertunnel wird die Maschine unter Zurücklassen des Schildmantels im Berg demontiert, zurück zur Baustelleneinrichtungsfläche Filderportal verbracht und abtransportiert.

7 Vorteile des maschinellen Vortriebs

Durch den Einsatz der Tunnelbohrmaschine im Zusammenhang mit dem Auffahrkonzept der Bietergemeinschaft ATCOST21 ergeben sich viele Vorteile zum rein konventionellen Vortrieb. Trotz der durch den Einsatz der TVM höheren Dispositionszeit und der zugehörigen Arbeitsvorbereitung ergibt sich eine Bauzeitersparnis durch die im Vergleich zur konventionellen Bauweise deutlich höheren Vortriebsleistungen von bis zu 40 m am Tag. Zusätzliche Bauzeitersparnis resultiert aus dem direkten Einbau der endgültigen Sicherung in Form von einschaligen Tübbings. Weitere Vorteile ergeben sich durch Entfall des Zwischenangriffs Sigmaringer Straße, der in der ursprünglichen Planfeststellung, also der konventionellen Spritzbetonbauweise, vorgesehen war. Hierdurch reduzieren sich vor allem die Betroffenheiten der Bürger im Umfeld des Zwischenangriffs. Durch die Herstellung der Wendekaverne unter Tage werden die baustellenbedingten Emissionen und Verkehre in der Innenstadt Stuttgarts deutlich reduziert. Der Einsatz der Tunnelvortriebsmaschine mit Fertigteilen bedeutet eine Steigerung der Qualität des Tunnelausbaus aufgrund des hohen Mechanisierungsgrades und der in kurzen Abständen ständig wiederkehrenden Arbeitsabläufe.

8 Planänderungsbeschluss erhalten im Jahr 2013

Der Antrag für die Durchführung des maschinellen Vortriebs war so vorbereitet, dass er die Betroffenheiten verschiedener möglicher Auffahrkonzepte abdeckte. Somit konnte das Auffahrkonzept der Bietergemeinschaft ATCOST21 zur Ausführung kommen. Im Februar 2013 wurde der Beschluss zur Planänderung und deren Ergänzung vom Eisenbahnbundesamt erlassen, und es war somit auch die maschinelle Bauweise für den Fildertunnel zugelassen.

Im Juli 2014 wurde die Tunnelvortriebsmaschine auf den Namen SUSE (Stuttgart–Ulm schneller erreicht) getauft und befindet sich seit November gleichen Jahres auf ihrem Weg Richtung Stuttgart Hauptbahnhof. Die Gesamtbauzeit bis zur Fertigstellung des Tunnelrohbaus beträgt fünf Jahre, weitere zwei Jahre werden für den Innenausbau der bahntechnischen Anlagen benötigt.

its amendment was issued by the federal railway office, which approved the use of the mechanised method for the Filder Tunnel.

In July 2014, the tunnel boring machine was named SUSE (Stuttgart–Ulm schneller erreicht) and since November has been underway toward Stuttgart main station. The overall construction time for the completion of the tunnel structure is five years, with a further two years being required for the fitting out of railway equipment.

Konrad Bergmeister, Prof. Dr. Dr. Dipl.-Ing., Brenner Basistunnel BBT SE, Innsbruck/AT

Brenner Basistunnel

Lebenszyklusorientierte Planung und innovative Bautechnik

Der Brenner Basistunnel ist entlang des Nord-Süd-Korridors von Helsinki (Finnland) nach La Valletta (Malta) eines der prioritärsten europäischen Infrastrukturprojekte. Die Tunnelverbindung zwischen Tulfes (Österreich) und Franzensfeste (Italien) weist eine Gesamtlänge von 64 km auf, womit die längste unterirdische Eisenbahnverbindung der Welt entsteht.

Brenner Base Tunnel

Life Cycle Design and innovative Construction Technology

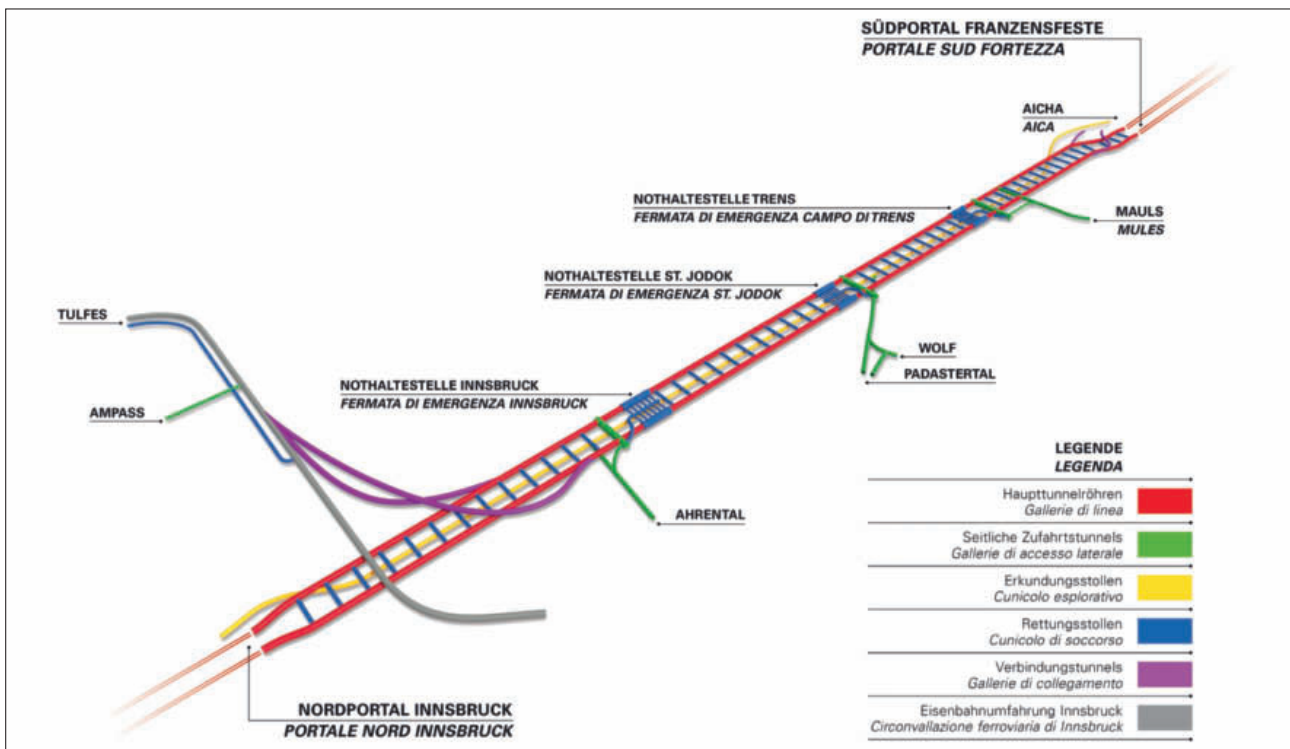
The Brenner Base Tunnel represents one of Europe's most significant infrastructural projects on the north-south corridor between Helsinki (Finland) and La Valletta (Malta). The tunnel link between Tulfes (Austria) and Franzensfeste (Italy) is altogether 64 km in length – making it the world's longest underground rail connection.

1 Allgemeines zum Basistunnel

Die maximale Längsneigung des Brenner Basistunnels beträgt in den Hauptabschnitten 6,7 ‰. Mittig unterhalb der beiden Haupttunnel wird abschnittsweise vorausgehend ein durchgehender Erkundungsstollen gebaut. Dieser dient

1 General Remarks on the Base Tunnel

In the main sections the maximum longitudinal incline of the Brenner Base Tunnel amounts to 6.7 ‰. A continuous exploratory tunnel is built in advance in sections between the two main tunnels. It is designed mainly to investigate the rock and



1 Lageplan des Brenner Basistunnels

General plan of the Brenner Base Tunnel

Tunnel de base du Brenner

Planification axée sur les cycles de vie et technique de construction innovante

Le long du corridor Nord-Sud qui va de Helsinki (Finlande) à La Valletta (Malte), le tunnel de base du Brenner est l'un des projets d'infrastructures prioritaires européens les plus importants. La liaison par tunnel entre Tulfes (Autriche) et Franzensfeste (Italie) affiche une longueur totale de 64 km, créant ainsi la plus longue liaison ferroviaire souterraine au monde.

Galleria di base del Brennero

Progettazione orientata al ciclo di vita e alla tecnologia costruttiva innovativa

La galleria di base del Brennero è uno dei progetti infrastrutturali europei con priorità massima lungo il tracciato nord-sud da Helsinki (Finlandia) a La Valletta (Malta). Il collegamento a tunnel tra Tulfes (Austria) e Franzensfeste (Italia) ha una lunghezza totale di 64 km viene così realizzato il collegamento ferroviario in galleria più lungo del mondo.

hauptsächlich dazu das Gebirge zu erkunden, das Baurisiko zu vermindern und sowohl Baukosten als auch Bauzeiten zu optimieren [1]. Während der Betriebsphase dient dieser Erkundungstollen als Entwässerungskanal, wodurch unabhängig von den Hauptstollen sowohl die Überwachung als auch die Erhaltungsarbeiten durchgeführt werden können, ohne den Betrieb zu behindern.

Die Baustrukturen dieses grenzüberschreitenden Infrastrukturprojektes liegen sowohl in Italien als auch in Österreich. Es müssen neben den europäischen Normen auch die österreichischen Vorschriften und italienischen Gesetze (in Italien haben die Normen Gesetzescharakter) eingehalten und die Planungs- und Baukultur beachtet werden. Daher wurden mit einer projektübergreifenden Regelplanung (guide design) einheitliche technische Grundlagen und Bemessungsvorschriften unter Einbindung internationaler Experten und Universitäten geschaffen. Die Bemessung und konstruktive Durchbildung der Tunnelstruktur erfolgt für eine angenommene Nutzungsdauer von 200 Jahren [2,3].

Die Gesamtkosten bis zur Fertigstellung betragen bei einer jährlichen Valorisierungsannahme von 2,5 % etwa 10 Mrd. EUR (Preisbasis 1.1.2014 etwa 8,5 Mrd. EUR). Die Kosten, die Vorsorge für Chancen und Risiken und die Bauzeiten werden jährlich aktualisiert [4].

Bis Ende Februar 2015 wurden etwa 36 km von insgesamt 230 km Tunnelstrecke des Gesamtprojekts (alle Längen aufsummiert) ausgebrochen (Bild 1). Das Bauende mit der bahntechnischen Ausrüstung und dem Probetrieb ist für Dezember 2026 geplant.

2 Lebenszyklusorientierte Planung

2.1 Die Theorie

Bei grossen Infrastrukturprojekten sollten das Monitoring, die Erhaltungszyklen unter laufendem Betrieb und die technischen Lebenszyklen der Baustoffe bereits während der Planung miteinander abgestimmt werden. Bis zum Ende der

to reduce the risk during construction, thus optimizing construction costs and scheduling [1]. During the operational phase this pilot tunnel serves drainage purposes so that monitoring operations as well as maintenance can be carried out independent of the main tunnels without hampering ongoing activities.

The structures for this trans-border infrastructural project are located both in Italy as well as in Austria. In addition to European standards, Austrian regulations and Italian laws (standards are anchored in legislation in Italy) must be adhered to and observed during planning and construction. As a result a project-embracing guide design was adopted including joint technical principles and dimensioning regulations with the aid of international experts and universities. Dimensioning and the structural design of the tunnel were executed for an accepted service life of 200 years [2,3].

The overall costs until the scheme is completed amount to around 10 billion EUR (price set at approx. 8.5 billion EUR as of 1.1.2014) given an annual adjustment of 2.5 %. The costs, the provisions for chances and risks and the construction times are updated on an annual basis [4].

By the end of February 2015 some 36 km of a total tunnel network of 230 km for the final project (all lengths added together) had been excavated (Fig. 1). It is planned to complete the project including the rail engineering and the pre-exercise in December 2026.

2 Life Cycle Design

2.1 The Theory

In the case of major infrastructural projects monitoring, maintenance cycles while continuing to run services and the technical life cycles of the construction materials should already be attuned with each other during the planning phase. A certain measure of reliability (safety index β or probability of failure P_f) must be assured with respect to the bearing capacity and the serviceability [3].

jeweiligen Nutzungsdauer/technischen Lebensdauer muss ein bestimmtes Mass an Zuverlässigkeit (Sicherheitsindex β oder Versagenswahrscheinlichkeit P_f) in Bezug auf die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit gewährleistet werden [3].

Anhand von Simulationsmodellen sollten für die periodischen Instandsetzungsmaßnahmen (Bild 2) schon während der Planung und Bauausführung Vorkehrungen getroffen werden. Daher gilt es, die wesentlichen Einflussparameter in Bezug auf die Lebenszyklen zu identifizieren. Mit solchen Schlüsselvariablen (x) und den Baustoffkennwerten können Lebensdaueranalysen durchgeführt werden, die dann zu einer Optimierung der variablen Werte wie z. B. einer erhöhten Betondeckung, verstärkten Querschnittsbereichen oder erhöhten Bewehrungsanteilen (Stäbe oder Fasern) führen.

Die technische Lebensdauer T_{ND} kann beispielsweise mit einer Fitfunktion unter Einbezug von Monitoringinformationen und Schlüsselvariablen angenähert werden.

$$T_{ND}(x) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_k x_k^m + \epsilon_i \quad i = 1, 2, \dots, n; m = \text{exponent}$$

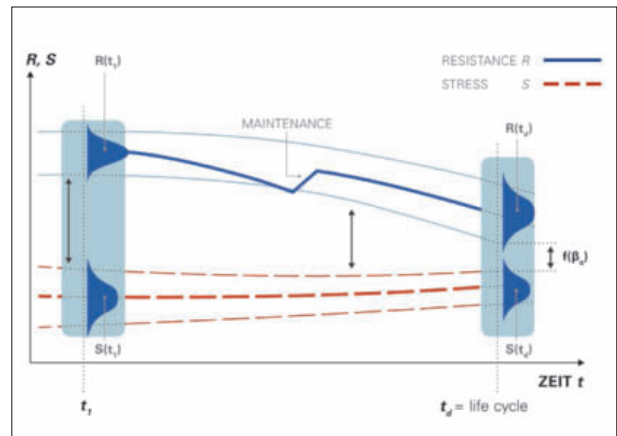
Alle Schlüsselvariablen können mit ihrem Einfluss auf die vorgegebene technische Lebensdauer mathematisch bewertet und durch entsprechende konstruktive Massnahmen oder Erhöhung der Zuverlässigkeitsniveaus (erhöhte Teilsicherheitsfaktoren) berücksichtigt werden.

Die Zuverlässigkeit, ausgedrückt mit dem Sicherheitsindex β_0 , sollte am Ende der Nutzungsdauer in Bezug auf die Tragsicherheit mindestens $\beta_0 > 3,7$, in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit $\beta_0 > 2,0$ bzw. in Bezug auf die Dauerhaftigkeit $\beta_0 > 1,5$ betragen. Die wesentlichen Elemente einer integrierten Lebenszyklusplanung (Integrated Life-Cycle Design) sind die Auswahl der Baustoffe, die Bemessung, die konstruktive Durchbildung, die Qualität bei der Baudurchführung sowie das Monitoring und die Erhaltungs- sowie Instandsetzungszyklen. Beim Brenner Basistunnel wurden bereits in der projektübergreifenden Regelplanung wesentliche Vorgaben zu den Baustoffen und zur Bemessung entwickelt.

2.2 Die Praxis beim Brenner Basistunnel

Beim Brenner Basistunnel wurden die Lebenszyklen mit der technischen Lebensdauer der Hauptbauteile definiert. Massgebend für eine lange technische Lebensdauer der Baustrukturen sind die gute Qualität der Baustoffe, eine ausgezeichnete Bauausführung und eine regelmässige Bauüberwachung. Einige lebensreduzierende Faktoren beim Tunnelbau sind folgende:

- Veränderung des Gebirgs- oder Wasserdruckes und damit Reduktion der Langzeitfestigkeit
- Beeinflussung der Aussenschale durch löslichen Pyrit (FeS₂), Pyrrhotin (FeS), etc.
- Frostangriffe bei Aussenbauteilen



Quelle/credit: Betonkalender 2013, Ed. Bergmeister, Fingerloos, Wörner, Berlin, Ernst & Sohn, 2013

2 Sicherheit über die Nutzungsdauer von Bauwerken (aus [3])
Safety relating to the service life of structures (from [3])

Provisions were to be met during the planning and construction phases for the periodic renovation measures (Fig. 2) based on simulation models. It was thus important to identify the essential parameters of influence with regard to life cycles. It is possible to undertake life cycle analyses identifying such key variables (x) and the construction material coefficients, which then lead to enhancing the variable values such as e.g. increased concrete cover, reinforced cross-sectional areas or greater proportions of reinforcement (rods or fibres).

The service life cycle T_{ND} for instance can be approximated with a fit function by including monitoring information based on key variables.

$$T_{ND}(x) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_k x_k^m + \epsilon_i \quad i = 1, 2, \dots, n; m = \text{exponent}$$

All key variables can be evaluated mathematically with their influence on the provided technical life cycle and taken into consideration by means of corresponding structural measures or increasing the level of reliability (enhanced partial safety factors).

The reliability expressed by the safety index β_0 should amount at the end of the service life to at least $\beta_0 > 3.7$ relating to the bearing safety, $\beta_0 > 2.0$ regarding the serviceability and $\beta_0 > 1.5$ for the durability. The significant elements of an integrated life cycle design are the choice of construction materials, dimensioning, the structural detailing, the quality of construction and the repair and maintenance cycles. In the case of the Brenner Base Tunnel essential parameters for the construction materials and dimensioning were devised in the guide design.

2.2 Practical Application for the Brenner Base Tunnel

The life cycles for the Brenner Base Tunnel were defined by the technical service life of the main structural components. The good quality of the construction materials, outstanding execution of construction and regular supervision of construction represent determining factors for a protracted technical service life for structural designs. Some of the

Bauelement Construction element	Technische Lebensdauer Technical life cycle	Schadensfolgeklassen Failure consequence classes	Massnahmen Measures
Erstsicherung, Außenschale Initial support, outer shell	Min. 10 Jahre/years	CC1	Monitoring der Verformungen und Temperatur Monitoring the deformations and temperature
Signal-, Kommunikationstechnik Signal, communications technology	Min. 30 Jahre/years (*)	CC1	Laufende Überwachung Continuous supervision
Belüftungssysteme, Energieversorgung, Tore Ventilation systems, energy supply, gates	Min. 50 Jahre/years (*)	CC2	Laufende Überwachung Continuous supervision
Fahrbahn in den Zufahrtsstollen, externe Bauwerke Track in the access tunnels, external structures	Min. 50 Jahre/years	CC2	Periodische Überwachung Periodic supervision
Feste Fahrbahn, Schienen Solid slab track, rails	Min. 100 Jahre/years	CC3	Periodische Überwachung Periodic supervision
Innenschale, Abdichtung, Geh- und Randwege Inner shell, waterproofing, pathways and shoulders	Min. 200 Jahre/years	CC4	Monitoring und periodische Überwachung Monitoring and periodic supervision

Table 1 Eurocode EN 1990.2002, Tabelle 2.1, (*) noch in Abstimmung

Table 1 Eurocode EN 1990.2002, Table 2.1, (*) under scrutiny

Damit die Betonstrukturen diesen Einflüssen über die vorgegeben technische Lebensdauer widerstehen, wurden im Wesentlichen

- die Betondeckung erhöht,
- die Betonzusammensetzung und die Expositionsklassen definiert,
- die Teilsicherheitsfaktoren erhöht und
- konstruktive Details ausgearbeitet.

Auf der Grundlage einer Alterungsmodellierung wurden für eine technische Lebensdauer von 200 Jahren folgende konstruktive Kenndaten und Teilsicherheitsfaktoren für die Bemessung festgelegt [2]:

Betondeckung $c_{nom} = 50 \text{ mm}$
 Teilsicherheitsfaktor Betondruckfestigkeit: $\gamma_c = 1,6$
 Teilsicherheitsfaktor Betonstahl: $\gamma_s = 1,2$

Die mögliche Degradation der Baustoffe bzw. -systeme hängt entscheidend von der regelmässigen und sachgemässen Inspektion sowie Unterhaltung ab. Auf der Grundlage des Eurocodes 1 wurde bezugnehmend auf die Schadensfolgeklassen die technische Lebensdauer für einige Bauelemente des Brenner Basistunnels definiert (siehe **Table 1**).

3 Innovative Bautechnik

3.1 Erkenntnisse durch den Erkundungsstollen

Insgesamt wurden im Innsbrucker Quarzphyllit etwa 10 km an Stollen, im Bündner Schiefer etwa 5 km und im Brixner

following factors primarily contribute to diminishing the life cycle in tunnelling:

- Alteration of the rock or water pressure and in turn reduction of the long-term strength
- Soluble pyrite (FeS₃), pyrrotine (FeS) etc. influencing the outer shell
- The effect of frost on external structural parts

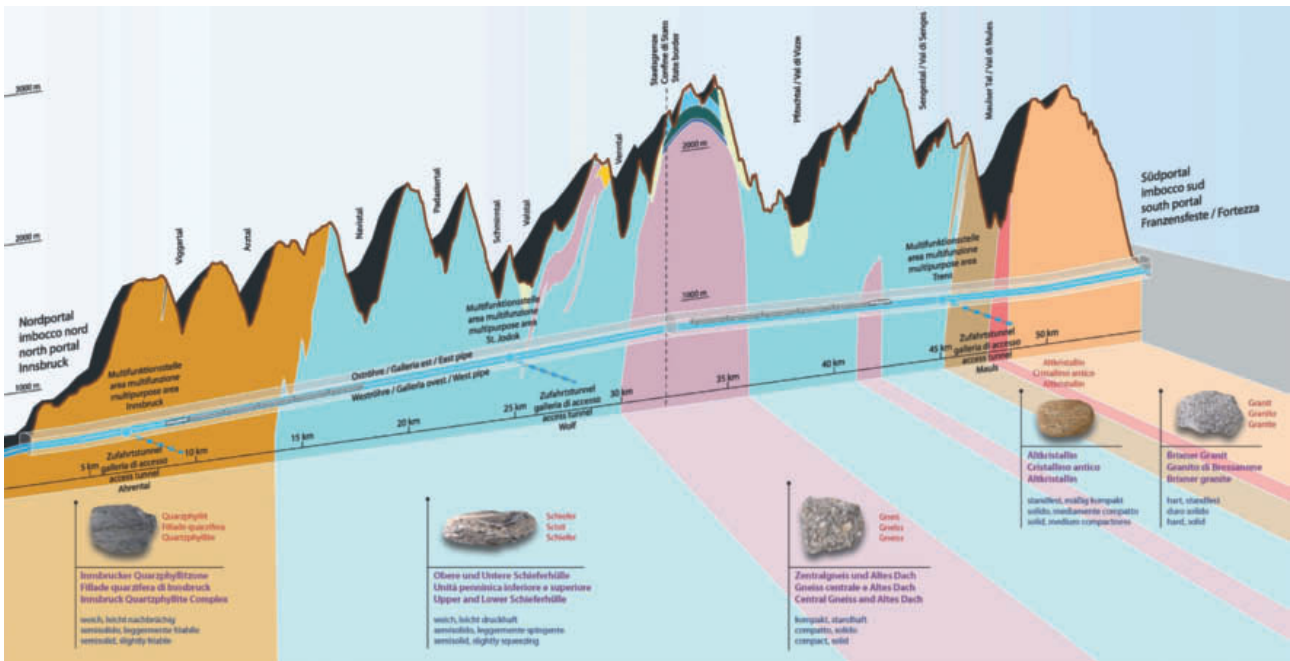
To ensure that the concrete structures withstand these influences over the prescribed life cycle, by and large

- the concrete covering was increased,
- the concrete composition and the exponent class were defined,
- the partial safety factors increased and
- structural measures devised

The following structural characteristics and partial safety factors were determined for dimensioning purposes for a technical life cycle of 200 years, based on an ageing model [2]:

Concrete covering $c_{nom} = 50 \text{ mm}$
 Partial safety factor concrete compressive strength $\gamma_c = 1.6$
 Partial safety factor reinforcement steel $\gamma_s = 1.2$

The possible degradation of the construction materials or systems depends decisively on regular and proper inspection and maintenance. The technical life cycle for various construction elements for the Brenner Base Tunnel related to the failure consequence class was defined on the basis of Eurocode 1 (see **table 1**).



Quelle/credit: BBT SE

3 Geologischer Längsschnitt Brenner Basistunnel (aus [1])
 Geological longitudinal section of the Brenner Base Tunnel (from [1])

Granit etwa 11 km an Tunneln ausgebrochen. (Bild 3). Die Vortriebe auf österreichischer Seite wurden bislang ausschließlich im konventionellen Sprengvortrieb aufgeföhren. Bei sämtlichen Vortrieben (ausser beim maschinellen Vortrieb im Brixner Granit) wurde die Ortsbrust im Durchlaufbetrieb nach ingenieurgeologischen Gesichtspunkten geologisch kartiert. Neben lithologisch-geotechnischen Parametern wurde insbesondere das Trennflächensystem aufgenommen und zusammenfassend in Längsschnitten und Grundrissen bzw. geologischen Tunnelbändern im Massstab 1:100 dargestellt. Besonderes Augenmerk wurde dabei auf die Erfassung der Raumlage und Mächtigkeit der wichtigsten Störungssysteme gelegt.

Im Abschnitt zwischen Innsbruck und dem Ahrental treffen wir den sogenannten „Innsbrucker Quarzphyllit“ an. Er ist ein metamorphes, geschiefertes Gestein, das sich hauptsächlich aus den Mineralen Quarz, Glimmer und Feldspat zusammensetzt und in der Regel einachsiale Gesteinsdruckfestigkeiten von 25–50 MPa aufweist. Beim konventionell aufgeföhrenen, knapp 5 km langen Erkundungsstollen Innsbruck–Ahrental und dem Fensterstollen Ahrental zeigte sich in einigen Bereichen ein erhöhtes Nachbruchverhalten aufgrund des Verschnitts der überwiegend flach liegenden Schieferung mit steilstehenden Klüften. Mit dem Bau des Erkundungsstollens und des Zufahrtstunnels im Abschnitt Innsbruck–Ahrental konnten somit detaillierte Erkenntnisse zum Gebirgsverhalten, zu den geotechnischen Parametern und insbesondere zur Position von Grossestörungen gewonnen werden. Vorangegangene Befürchtungen über eine stärkere Bergwasserführung dieser Störungen gerade im Erkundungsstollen traten nicht auf.

3 Innovative Construction Technology

3.1 Recognitions from the Pilot Tunnel

Altogether some 10 km of tunnel was excavated in Innsbruck quartz phyllite, around 5 km in Bündner slate and approx. 11 km in Brixner granite (Fig. 3). The drives on the Austrian side have so far been tackled by conventional means – drill+blast. For all excavations (with the exception of the mechanized drive in Brixner granite) the face was plotted geologically for a continuous operation in accordance with engineering geological aspects. Apart from lithological-geotechnical parameters the separation plane system was recorded and summarized in longitudinal sections and outlines or presented with geological tunnel tapes on a 1:100 scale. In this connection special attention was accorded establishing the location and the thickness of the most important fault systems.

What is known as “Innsbruck quartz phyllite” is to be found in the section between Innsbruck and the Ahrental Valley. This is a metamorphous, schistose rock, mainly consisting of the minerals quartz, mica and feldspar, which regularly possesses rock compressive strengths of 25–50 MPa. In the case of the almost 5 km long Innsbruck–Ahrental exploratory tunnel driven by conventional means and the Ahrental access tunnel increased crumbling behaviour was evident in certain sections on account of the intersection of largely flat-lying schistosity with upright crevices. As a result of producing the exploratory tunnel and the access tunnel in the Innsbruck–Ahrental section it was thus possible to obtain detailed information on the rock behaviour, the geotechnical parameters and especially the location of major faults. Existing concerns relating to the prevalence of pronounced underground water in these faults particularly in the exploratory tunnel did not occur.

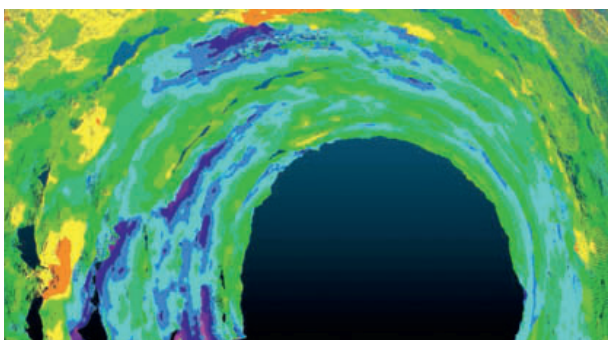
Der Bündner Schiefer-Komplex im Süden des Innsbrucker Quarzphyllits ist ähnlich wie der Quarzphyllit aus geschichteten Gesteinen aufgebaut. Zur Zeit wird im Baulos Wolf ein über 3 km langer Zugangstunnel in den Bündner Schiefern gebaut. Die Bündnerschiefer sind vorwiegend Kalkschiefer und Kalkphyllite. Neben Quarz und Hellglimmer weisen diese Gesteine im Vergleich zum Quarzphyllit also einen höheren Kalkgehalt auf. Das spiegelt sich auch in den vergleichsweise besseren Gesteinskennwerten – beispielsweise beträgt die einachsiale Gesteinsdruckfestigkeit für „gesunde“ Kalkschiefer 50–100 MPa.

In der grossen Masse der Kalkschiefer und Kalkphyllite sind abschnittsweise Einschaltungen aus graphithaltigen Schwarzphylliten prognostiziert. Bei mächtigeren Schwarzphyllitabfolgen kann druckhaftes Gebirgsverhalten nicht ausgeschlossen werden. Im Bauabschnitt Wolf wurden bislang keine mächtigeren Schwarzphylliteinschaltungen angetroffen. Der Bau des Zugangstunnel liefert neben Erkenntnissen zum Gebirgsaufbau wertvolle Ergebnisse hinsichtlich Ausbruchverhalten und Wiederverwertbarkeit des Ausbruchmaterials. Dies ist insofern von Bedeutung, da die Bündner Schiefer mengenmässig das vorherrschende Gestein beim Brenner Basistunnel sind. Durch eine gezielte Materialaufbereitung und eine neue Komposition von Zusatzstoffen und -mitteln gelang es, den ursprünglich für die Deponie vorgesehenen Bündner Schiefer sowohl für den Spritzbeton als auch für den Innenschalenbeton aufzubereiten.

Im Brixner Granit traf man auf einer Länge von ca. 95 % des Erkundungstunnels auf standfestes Gebirge. Auf den restlichen 5 % wurde ein Gebirge mit gefügebedingten Nachbrüchen angetroffen.

3.2 Prognosen aufgrund historischer Erkenntnisse und in situ Beobachtungen

Gerade beim zyklischen Sprengvortrieb sind je nach lithologischen Verhältnissen die Über- und Unterprofile Themen der Optimierung. Dabei geht es darum, das Bohr- bzw. Sprengschema zu optimieren, damit möglichst wenig Überprofil entsteht. Beim Schutterstollen im Bündner Schiefer im Baulos Wolf wurde eine neue Prognosemethode ausprobiert, die von Amvrazis [5] entwickelt wurde.



Quelle/Credit: Seraphim Amvrazis

4 Digitale Fotodokumentation einer Abschlagsabfolge – 3D
Digital photo documentation of a length of advance sequences – 3D

The Bündner slate complex in the south of the Innsbruck quartz phyllite consists of schistose rocks similar to quartz phyllite. Currently a more than 3 km long access tunnel is being produced in the Bündner slates in the Wolf contract section. Bündner slates mainly comprise calcareous schist and calcareous phyllite. In addition to quartz and light mica these rocks thus possess a higher limestone content compared to quartz phyllite. This is also reflected in the comparatively better rock compressive strength – for example the uni-axial rock compressive strength for “healthy” calcareous schist amounts to 50–100 MPa.

Intrusions of black phyllites containing graphite are predicted in the great mass of calcareous schists and calcareous phyllites. Squeezing rock conditions cannot be precluded from occurring in sections in the case of thicker black phyllite sequences. So far no thicker black phyllite intrusions have been encountered in the Wolf contract section. Apart from findings relating to the rock structure, constructing the access tunnel also provides invaluable information on the excavation behaviour and recycling value of the excavated material. This is of significance as Bündner slate represents the predominant rock for the Brenner Base Tunnel in terms of quantity. Thanks to targeted material preparation and a new composition of the additives and admixtures it was possible to prepare the Bündner slate, originally intended to be deposited, for use in the shotcrete as well as in the inner shell concrete.

Stable rock was encountered in the Brixner granite over a length of roughly 95 % of the exploratory tunnel. A slightly crumbling rock provoked by its structural form was encountered over the remaining 5 %.

3.2 Predictions based on historic Findings and in situ Observations

Overbreaks and underbreaks are topics for optimization especially in the case of cyclical drill+blast drives depending on the lithological conditions. It is essential to improve the drilling and blasting pattern to such an extent that the outcome is as little overcutting as possible. A new method of prediction was tried out in the muck tunnel in the Bündner slate at the Wolf contract section, which was developed by Amvrazis [5].

In this connection the face was subjected to a photogrammetric survey with high resolution images. These images were harmonized with one another and adjusted by means of four control points. A 3-D surface image with a resolution of up to 5 cm can be created by means of these pictures (Fig. 4). On the basis of five lengths of advance (historic data) a preliminary forecast is provided with linear or non-linear functions. A BBT SE geologist prepares a precise documentation of each face in addition to providing a geological interpretation. The objective is to ensure that this information is also included in the statistical preliminary forecast.

Dabei wird die Ortsbrust fotogrammetrisch mit hochauflösenden Bildern festgehalten. Mit vier Kontrollpunkten werden die Bilder aufeinander abgestimmt und kalibriert. Mit diesen Aufnahmen kann ein 3-D Oberflächenbild mit einer Auflösung bis zu 5 cm hergestellt werden (Bild 4). Auf der Grundlage von fünf Abschlügen (historische Daten) wird dann eine Vorausprognose mit linearen oder nichtlinearen Funktionen getätigt. Von jeder Ortsbrust wird durch einen Geologen der BBT SE nicht nur eine genaue Dokumentation erstellt, sondern auch eine geologische Interpretation gemacht. Ziel ist es, dass auch diese Information in die statistische Vorausprognose einfließt.

Zusätzlich zur digitalen Aufnahme wird die lokale Wirkung jedes Sprengloches auf der Grundlage der Bildüberlagerung errechnet und in einem Rechteckraster der mittlere Grad des Ausbruchs auch aufgrund der geologischen Situation dargestellt.

Der Auftragnehmer darf einen Grenzwert von 25 cm Überprofil nicht überschreiten; bei einer Überschreitung sind entsprechende Massnahmen zu ergreifen. Bereits in der Studienphase konnte durch diese digitale fotogrammetrische Dokumentation und statistische Prognose das Überprofil um 65 % verbessert werden (Bild 5).

3.3 Vereisung des Untergrundes bei der Eisack-Unterquerung

Die Eisackunterquerung (Bild 6) stellt eine bautechnische Herausforderung dar, insbesondere weil nicht, wie im definitiven Projekt vorgesehen, eine Bachverlegung mit einer offenen Bauweise sondern eine Unterquerung mit Vereisung geplant und ausgeführt wird. Im Folgenden wird nur auf die spezielle Thematik des zu vereisenden Abschnittes eingegangen. Die minimale Überdeckung beträgt im Bereich der Verbindungstunnel 3 m und im Bereich der Haupttunnel 6,5 m.

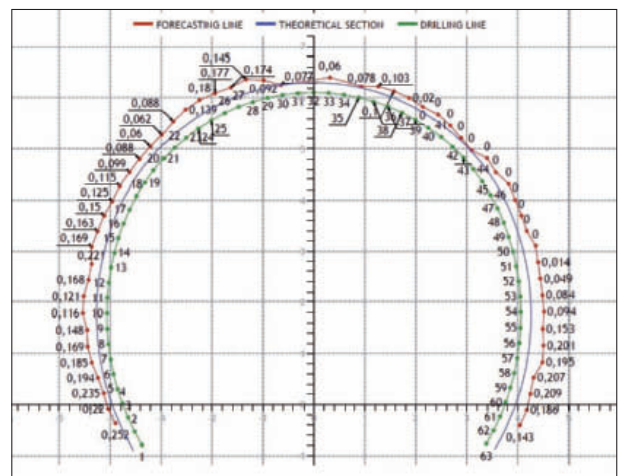
Geologisch gesehen befindet sich der Projektraum in einem alpinen Haupttal, welches postglazial durch heterogene Lockergesteine verfüllt wurde und in dem zum einen der Eisack als Haupt-Vorfluter, als auch die beiden Seitenbäche, Weissenbach und Flaggerbach, die bestimmenden hydraulischen Elemente sind.

Lateral ist das Haupttal von Brixner Granit umgeben (Bild 7). Dieser ist, ausgenommen von einzelnen Störungszonen, aus hydrogeologischer Sicht als gering durchlässiges Festgestein zu klassifizieren. Im Haupttal selbst führten die Gletscher während der Eiszeit zu einer tiefen Erosion des Festgesteins. Von einer Tiefbohrung im Haupttal ist bekannt, dass die Felsoberkante in ca. 120 m Tiefe unter Geländeoberkante liegt. Bautechnisch relevant sind die fluviatilen sandigen Kiese mit Geröllen und auch grossen Blöcken, welche Durchmesser > 1 m haben können. Lateral verzahnen diese Sedimente mit Mur- und Hangschutt.

Zur hydrogeologischen Erkundung wurden bereits vor der Bauausschreibung Bohrungen zunächst zu Grundwasser-

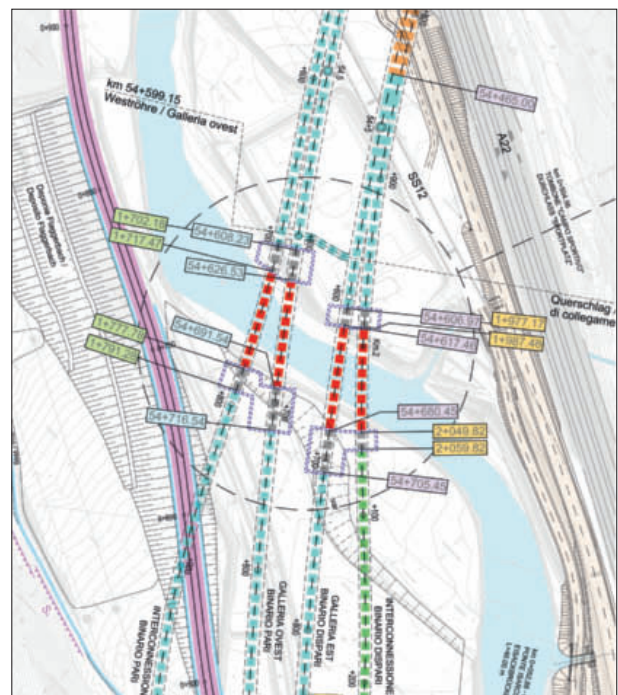
In addition to the digital recording the local effect of each blast hole is calculated on the basis of superimposing images thus presenting the average degree of the excavation in a rectangular grid also based on the geological situation.

The contractor is not permitted to exceed a limit value of 25 cm overbreak; corresponding measures have to be resorted to in the event of this value being exceeded. It was possible to improve the overbreak by 65 % as far back as during the study phase by dint of this photogrammetric documentation and statistical forecast (Fig. 5).



Quelle/credit: Seraphim Amvrazis

5 Überlagerung des realen zum vorgegebenen Grenzwert des Überprofils
Superimposing the actual limit value of the overbreak on the prescribed one



Quelle/credit (2): BBT SE

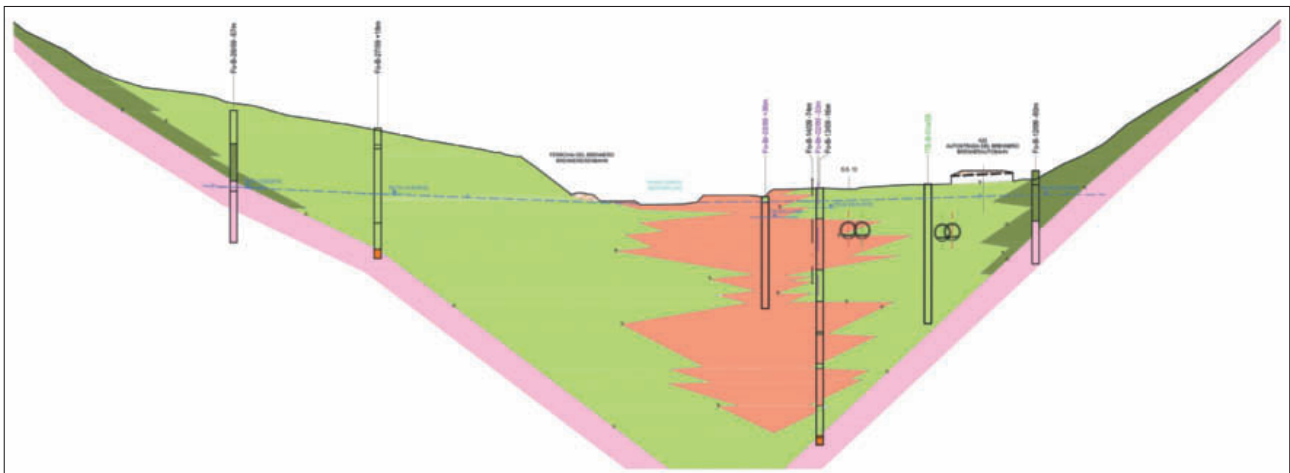
6 Lageplan der Eisackunterquerung
Lay-out of the Eisack underpass

messstellen ausgebaut und über mehrere Jahre beweisgesichert. Daneben wurden fünf Tiefbrunnen zur Durchführung von Pumpversuchen errichtet. Zur Ermittlung der hydraulischen Durchlässigkeiten wurden zunächst einzelne Brunnen gepumpt und mehrere naheliegende Grundwassermessstellen überwacht, wodurch eine Verteilung der hydraulischen Durchlässigkeiten im Talfluraquifer ermittelt werden konnte. Die Durchlässigkeiten für die seichten (ca. bis 60 m Tiefe) Lockergesteinssedimente – sandige Kiese mit unterschiedlich hohem Feinkornanteil, meist Silt) – schwanken zwischen $K=2 \times 10^{-4}$ m/s und 1×10^{-3} m/s.

3.3 Ground Freezing – Underpassing the Eisack

Undertunnelling the Eisack (Fig. 6) represents an engineering challenge particularly as an underpass involving freezing was planned and executed rather than relocating a watercourse by means of cut-and-cover as foreseen in the tendered project. The special aspects of the section ground freezing will be described in the following. The minimum overburden amounts to 3 m for the connecting tunnel and 6.5 m for the main tunnels.

Geologically speaking the project zone is located in an Alpine main valley, which was subsequently filled with heterogeneous soft ground after the Ice Age and in which the



7 Geologisches Querprofil durch das tief erodierte Haupttal: postglaziale fluviatile Sedimente (Altrosa) verzahnen mit Murschutt (grün). Lateral tritt über dem Granit (rosa) geringmächtiger Hangschutt auf.

Geological cross-section through the deeply eroded main valley: post-Ice Age fluvial sediments (pink) interlocking with mudslide (green). Laterally a shallow layer of hillside debris is to be found above the granite (light pink)

Da der hydraulische Gradient zusammen mit den hydraulischen Durchlässigkeiten und der wirksamen Porosität die wesentlichen Parameter für die Ermittlung der Geschwindigkeiten des Grundwassers bilden (die Geschwindigkeit ist wiederum ein wesentlicher Parameter bei Injektionen und Vereisungen), soll im Jahre 2015 ein Versuchsfeld inklusive Tracer Tests zur in situ Bestimmung der wahren Fließgeschwindigkeiten durchgeführt werden.

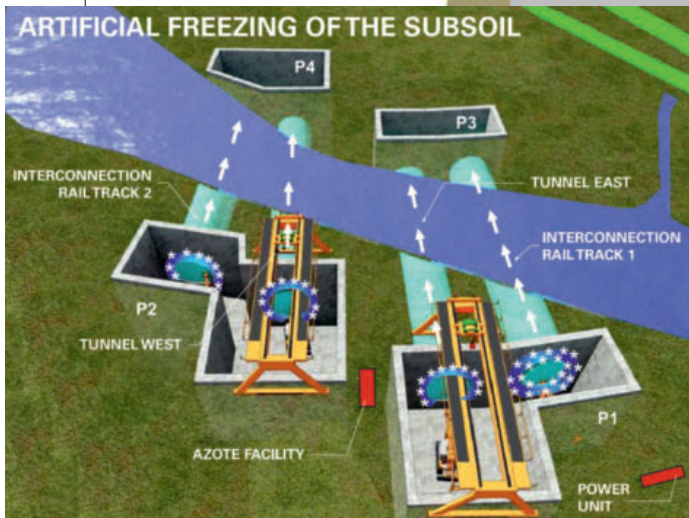
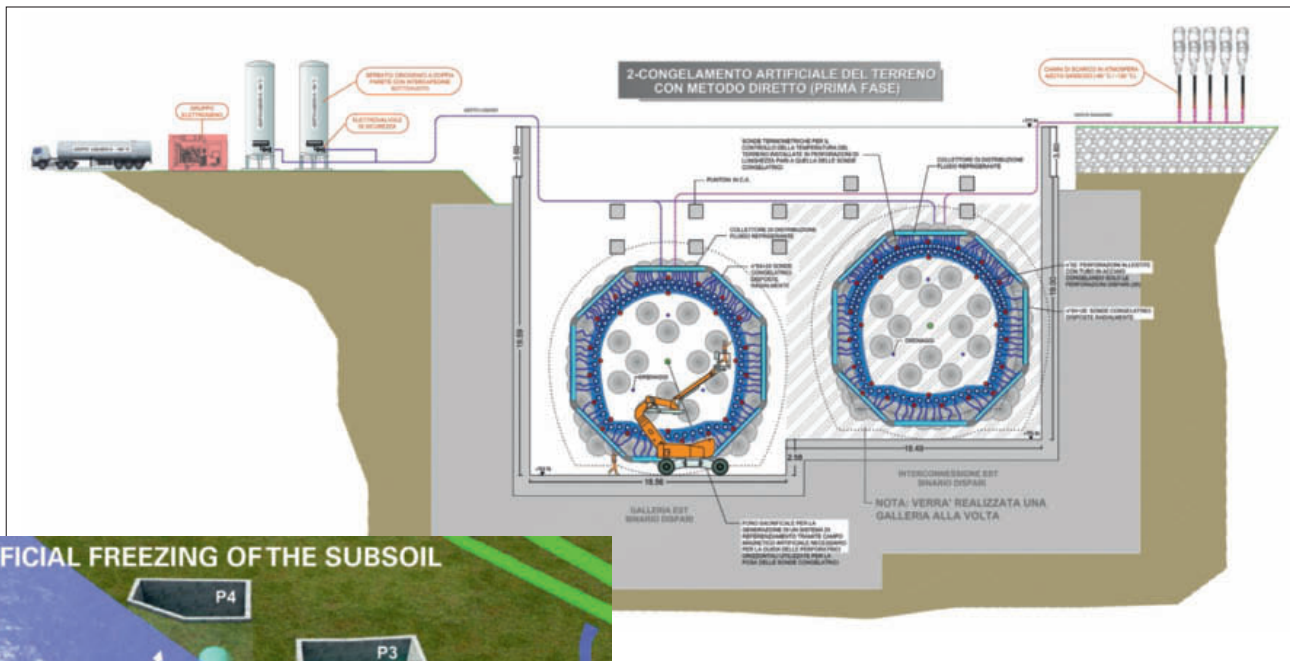
Für die Errichtung der Unterquerung des Flusses „Eisack“ ist als Alternative zur Flussumlegung, welche eine Standard-Baumehtode im Flusskraftwerksbau darstellt, eine Unterquerung mit einer Vereisung als temporäre Vortriebssicherung geplant [6].

Zuerst werden auf beiden Seiten des Flusses Schächte hergestellt. Von den Schächten aus werden horizontale Bohrungen im Umfang des Tunnels vorgenommen. Zum Frieren des Bodens werden die Horizontalbohrungen mittels Vereisungslanzen ausgebaut und zu einem Kühlkreislauf zusammengeschlossen. Aufgrund der komplexen Geologie im Unterfahrungsbereich und dem geringen Abstand zur Flussbettsohle müssen zusätzlich zu den Vereisungsbohrungen noch Injektionsbohrungen abgeteuft werden. Mittels Injektionsbohrungen wird der Baugrund im Flussbettbereich

River Eisack as the main receiving watercourse and the two secondary water channels – the Weissenbach and Flaggerbach – represent the predominant hydraulic elements.

Laterally the main valley is surrounded by Brixner granite (Fig. 7). Seen in hydrogeological terms this is classified as slightly permeable solid rock with the exception of individual fault zones. In the main valley itself the glaciers during the Ice Age caused deep erosion of the solid rock. It is known from deep drilling in the main valley that the upper edge of the rock is located at a depth of some 120 m beneath the surface of the terrain. The fluvial sandy gravels with scree as well as large blocks, which can possess diameters of > 1 m, are relevant in terms of construction technology. Laterally these sediments are interlocked with mudslide and hillside debris.

Prior to submissions for the contract hydrogeological exploration drilling was carried out and developed in the form of groundwater measuring points, which were monitored over a number of years. In addition five deep wells were set up to undertake pumping tests. Initially individual wells were pumped and several groundwater measuring points in the vicinity monitored to determine the hydraulic permeabilities



Quelle/credit (2): Dr. Harald Krenn, Züblin

8 Querschnitt des Arbeitsvorganges
Cross-section of the working process

to enable the distribution of the hydraulic permeabilities in the valley floor aquifer to be established. The permeabilities for the shallow (up to ca. 60 m in depth) soft ground sediments – sandy gravels with varying amounts of fine grain, mostly silt) – fluctuated between $K=2 \times 10^{-4}$ m/s and 1×10^{-3} m/s.

As the hydraulic gradient together with the hydraulic permeabilities and the effective porosity represent the significant factors for determining the groundwater speeds (the speed for its part is an important parameter for grouting and freezing processes), a test field including tracer tests is to be set up in the course of 2015 for establishing in situ the true flow speeds.

Undertunnelling with freezing as a temporary means to secure the excavation is planned for building the underpass for the River Eisack, as an alternative to relocating the watercourse, which is a standard method employed in hydro-power plant construction [6].

First of all shafts are sunk at both sides of the river. Horizontal drilling is undertaken from the shafts to the extent of the tunnel. The drill holes are equipped with freezing lances to consolidate the soil and connected to form a cooling circuit. Injection wells must be drilled owing to the complex geology in the undertunnelling zone and the short distance to the river bed floor in addition to the holes for freezing purposes. The ground in the river bed area is improved by means of injection wells. The injections are intended to reduce the anticipated permeability for the freezing process as well as enhancing soil stability in the roof zone for the follow-up drill holes for freezing.

verbessert. Die Injektionen sollen die zu erwartende Durchlässigkeit für die Vereisung reduzieren und auch die Stabilität des Bodens im Bereich der Firste für die nachlaufenden Vereisungsbohrungen verbessern.

Bei der Planung einer Vereisungsmassnahme muss mit grösster Sorgfalt vorgegangen werden, da eine Vielzahl von Faktoren den Aufbau des Frostkörpers beeinträchtigen kann [6]. Die wichtigsten hiervon sind:

- Geometrie: Festlegen der zulässigen Bohrlochabweichung
- Geologie: Materialzusammensetzung, Setzungs- und Hebungsempfindlichkeit
- Hydrologie – Grundwasserstand: Sättigungsgrad des Bodens, Strömung und Temperatur
- Chemismus: Vorhandensein von Salzen oder anderen Chemikalien im Boden

Alle diese Faktoren können zum Scheitern eines Vereisungsprojektes führen. Im Zweifelsfall sind zusätzlich Untersuchungen durchzuführen; bei grösseren Vereisungsprojekten empfiehlt sich auch die Durchführung von Frostversuchen im Labor oder im Feld, so wie es bei diesem Bauvorhaben vorgesehen ist.

Der Bauablauf (Bild 8) gliedert sich im Prinzip in folgende Schritte:

- Herstellen der horizontalen Injektionsbohrungen im Firstbereich der Unterfahung
- Injektion des Firstbereiches
- Herstellen der horizontalen Vereisungsbohrungen
- Herstellen der horizontalen Bohrlöcher für die Temperaturüberwachung
- Ausrüsten und Anschliessen der Gefrierlanzen
- Aufbau der Kälteträgerversorgung
- Aufbau und Anschliessen der Versorgungstanks für Stickstoffvereisung oder des Gefrieraggregats für Solevereisung
- Aufbau und Anschliessen der Temperaturnesstechnik
- Inbetriebnahme und Beginn der Anfrierphase
- Ende der Anfrierphase
- Aufrechterhaltung des Frostkörpers und Ausbruch des Tunnelquerschnittes

Zur Unterstützung der Detailplanung der Vereisung und zum Sammeln von Erkenntnissen für die Bohr- und Injektionskampagne ist ein Probefeld geplant. Darin wird die geplante Bohrtechnik und Bohrgenauigkeit getestet. Des Weiteren werden Erkenntnisse über das vorgesehene Injektionsgut, die Injektionsparameter und Injektionsvolumina gesammelt. Die Injektion wird in zwei Phasen ausgeführt. Vorab wird zum Verfüllen der groben Porenräume im Baugrund eine Zementmischung mit Zusatzmittel injiziert. Nachfolgend wird eine chemische Injektion zur Vergütung und Reduktion der Bodendurchlässigkeit durch Verpressen der feinen Porenräume in den sandigen und schluffigen Bodenanteilen ausgeführt.

Im Probefeld wird ein Vereisungskörper im Schutz des Injektionskörpers, bestehend aus mehreren Vereisungsbohrungen, in Form eines kleinen kreisrunden Tunnels mit einer Länge von ca. 16 m und einem Durchmesser von ca. 1,4 m hergestellt. Die Vereisung wird mittels Temperatursensoren, welche im Inneren und am Rande des Körpers installiert sind, überwacht und kontrolliert. Zudem wird der Vereisungserfolg mittels einer im Zentrum angebrachten Drainagebohrung kontrolliert. Nach der Anfrierphase wird der Tunnelquerschnitt ausgebrochen.

Das Prinzip der Flussunterquerung ist in Bild 9 dargestellt: Die grünen Körper im Bild zeigen die Vereisungskörper, je Gefrierlanze, im First und Ulmenbereich und die Rosa gefärbten Körper stellen die Vereisungskörper im Sohlebereich dar. Im Firstbereich werden noch zusätzlich (nicht dargestellt) die Injektionskörper hergestellt.

Das genaue Abteufen der horizontalen Bohrungen stellt aufgrund der anstehenden Geologie, bestehend aus Sanden, Schluffen, Kiesen und Felsblöcken, eine grosse Herausforderung dar. Das Prinzip der anzuwendenden Bohrtechnik ist für die Herstellung der Injektionsbohrungen und Vereisungsbohrungen dasselbe. Die konventionelle Spülbohrtechnik, entweder mit Verrohrung und Abstosskrone oder auch mit

Great care must be taken when planning a freezing measure, as a large number of factors can affect the creation of the frozen zone [6]. The most important of these are:

- Geometry: determining the permissible drill hole deviation
- Geology: material composition, sensitivity to settlement and heaving
- Hydrology – groundwater level: degree of saturation of the soil, flow and temperature
- Chemism: presence of salts or other chemicals in the soil

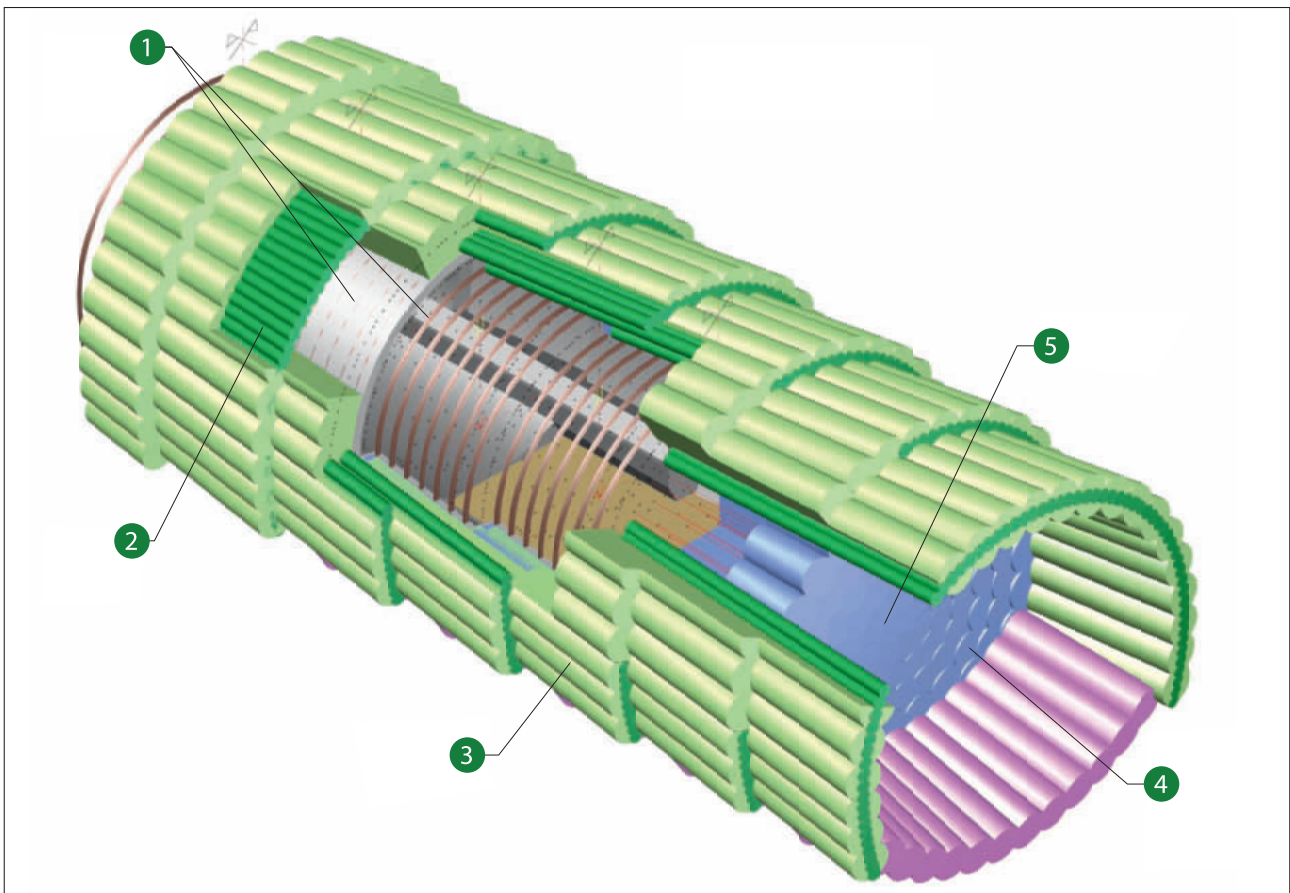
All these factors can contribute to the failure of a freezing project. Should there be doubt, additional investigations must be executed; furthermore in the case of major freezing projects it is recommended that frost tests should be undertaken in the field or lab, as is intended for this construction project.

The construction cycle (Fig. 8) is basically divided into the following steps:

- Producing the horizontal injection holes in the underpass` roof area
- Grouting the roof area
- Producing the horizontal freezing holes
- Producing the horizontal drill holes for monitoring the temperature
- Equipping and connecting the freezing lances
- Setting up the coolant supply
- Setting up and connecting the supply tank for nitrogen freezing or the freezing aggregate for brine freezing
- Setting up and connecting the temperature measuring technology
- Starting up the operation of the freezing phase
- End of the freezing phase
- Maintaining the frozen zone and excavation of the tunnel cross-section

A test field is envisaged for supporting the detailed planning for the freezing procedure and to collect findings for the drilling and grouting campaign. The planned drilling technology and drilling accuracy are to be tested here. Furthermore recognitions pertaining to the projected grouting agent, the injection parameters and injection volume are to be obtained. Grouting is to be undertaken in two phases. Firstly a cement mix with additive will be injected to fill the coarse pore spaces in the soil. Then chemical grouting will be carried out to improve and reduce the soil permeability by grouting the fine pore spaces in the sandy and silty portions of the soil.

A freezing zone protected by a grouting zone, consisting of a number of injection wells, will be established in the test field, in the form of a small circular tunnel some 16 m long with a diameter of roughly 1.4 m. Freezing is to be monitored and controlled by means of temperature sensors, which are installed in the interior and the periphery of the zone. In addition the success of the freezing process will be checked by means of a drainage system installed at the centre. The tunnel cross-section is to be excavated once the freezing phase has been completed.



Quelle/credit: BBT SE

9 Simulation der Injektions- und Vortriebsabfolgen

- ① Spritzbeton $d_s = 30$ cm, 2 Lagen, Typ 610 HD; Stahlträger HEA 160, $W_z \geq 200$ cm³; $F \geq 35$ cm³; ② Sicherung an der Kontur, Sicherung 73 Jet-Grouting-Säulen $\varnothing 650$ mm, $L = 18$ m; ③ Sicherung an der Kontur, 24 Zementeinspritzungen, $L = 18$ m, 3vlv/m; ④ Behandlung mit Zementeinspritzungen 3vlv/m, 12 Zementeinspritzungen, $\varnothing 1900$ mm, $L = 18$ m, 11 Zementeinspritzungen, $\varnothing 1900$ mm, $L = 14/15$ m; ⑤ Sicherung der Ortsbrust 90, Zementeinspritzungen, $L = 11$ m

Simulation of the injection and driving sequences

- ① Shotcrete $d_s = 30$ cm, 2 layers, Type 610 HD; steel girder HEA 160, $W_z > 200$ cm³; ② Support at the contour, support 73 jet grouting columns $\varnothing 650$ mm, $L = 18$ m; ③ Support at the contour, 24 cement injections, $L = 18$ m, 3vlv/m; ④ Treatment with cement injections 3vlv/m, 12 cement injections, $\varnothing 1,900$ mm, $L = 18$ m, 11 cement injections, $\varnothing 1,900$ mm, $L = 14/15$ m; ⑤ Support at the face 90, cement injections, $L = 11$ m

Innengestänge, ist für den Boden geeignet. Einzig beim Antreffen von Bohrhindernissen, wie den zu erwartenden Felsblöcken, muss entweder auf eine Spülbohrung mit Rollmeißel oder eine Hammerbohrung umgestellt werden. Für die Injektionsbohrungen wird nach dem Abteufen auf Endtiefe das Manschettenrohr eingebaut und der Ringraum mit Mantelmischung verfüllt. Die Vereisungsbohrungen können nach demselben Prinzip hergestellt werden, wobei anstatt des Manschettenrohres ein Vereisungsrohr eingebaut wird. Alternativ kann die Bohrung auch mit dem Vereisungsrohr gebohrt werden, wobei die Krone und das Rohr nach dem Erreichen der Endtiefe im Boden verbleiben.

Die ursprüngliche Planung sieht vor, die Bohrungen mittels gesteuerten Bohrungen nach der Spülbohrtechnik herzustellen um die Lagegenauigkeit zu gewährleisten. Als Alternative wird heutzutage bei Bohrungen bis 50 m die Steuerung mittels abschnittsweiser Bohrlochnachvermessung mit einer spezifischen Bohrlochsonde in Schritten von 2 bis 5 m angewendet.

Fig. 9 presents the principle of undertunnelling the river: the green zones in the diagram indicate the freezing zones, per freezing lance, in the roof and wall areas and the pink coloured zones represent the frozen zones in the floor area. The injection zones are additionally to be produced in the roof area (not shown).

The precise sinking of the horizontal drill holes represents a major challenge on account of the prevailing geology, comprising sands, silts, gravels and blocks of rock. The principle of the applied drilling technology is the same for producing the injection wells and the freezing drill holes. Conventional flush drilling either with casing and crown piece or even with inner rod is suitable for the soil. Only if obstacles are encountered such as the expected blocks of rock is it necessary either to resort to flush drilling with roller bits or drilling by hammer. The sleeve pipe is installed and the annular gap filled with a stabilizing mix for the injection wells once sinking has been accomplished. The freezing drill holes can be created in keeping with

Der anstehende Wasserdruck erfordert die Verwendung eines Preventers während des Abteufens der Bohrung, der auf ein Standrohr, welches in die Schachtwand eingebohrt ist, montiert wird. Zusätzlich ist bei jeder Bohrung ein Druckdichtheitstest durchzuführen, um im Voraus bereits Sole oder Stickverluste auszuschließen. Besteht eine Bohrung den Drucktest nicht, kann ein Inliner eingebaut werden.

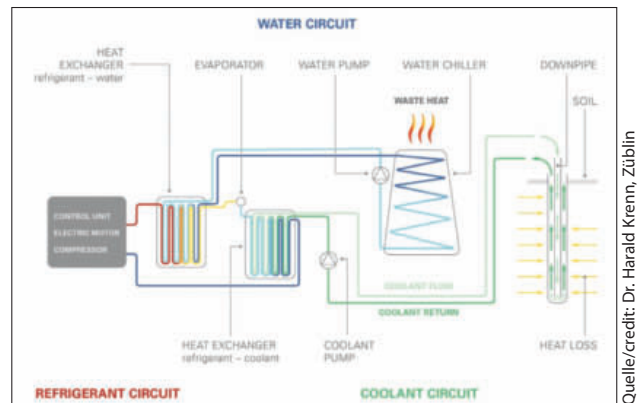
Die Vereisung kann entweder mit Stickstoff oder Sole erfolgen (Bild 10), welche sich bei langfristigen Vereisungen meist als wirtschaftlichere Variante darstellt. Die Sole wird durch die Gefrierlancen gepumpt (hellgrüne Linie) und entzieht dem Boden dabei die Wärme. Die aufgenommene Wärme wird zurück zum Kühlaggregat gepumpt. Im Kühlaggregat wird ein Kälteüberträger, meist Ammoniak, durch Kompression verflüssigt, in einem Wärmetauscher abgekühlt und über einen Verdampfer entspannt. Das so entstehende Gas kühlt die Sole auf bis zu -37 °C ab und ermöglicht so eine Sole-Vorlauftemperatur von -32 bis -37 °C .

4 Ausblick

Der Bau des Brenner Basistunnels schreitet zügig voran. Neben fortlaufenden Optimierungen, auch zur Erzielung von Einsparungen, werden sowohl eine lebenszyklusorientierte Bemessung und konstruktive Detailplanung als auch innovative Methoden zur Baudurchführung vorangetrieben. Fortschritte in der Bautechnik entstehen nur, wenn sich Planer, Auftraggeber und -nehmer aufbauend auf Vertrauen ständig bemühen, wissenschaftliche Erkenntnisse zu entwickeln und diese mit Mut anwenden.

Literatur

- [1] Bergmeister, K. (2011): Brenner Basistunnel – Der Tunnel kommt. Tappeinerverlag – Lana, 263 Seiten
- [2] Bergmeister, K. (2012): Life Cycle Design for the world longest tunnel project. In: IAALCEE (Editors: Strauss, Frangopol, Bergmeister), Vienna
- [3] Ahrens, et al: Lebensdauerorientierter Entwurf, Konstruktion, Nachrechnung. In: Betonkalender 2013. Ed. Bergmeister, Fingerloos, Wörner, Berlin, Ernst & Sohn, 2013
- [4] Bergmeister, K.: Vorerkundung und Baufortschritt beim Brenner Basistunnel. In: Beton- und Stahlbetonbau. Vol. 108. Heft 7, 2013, S. 35–42
- [5] Seraphim Amvrazis – Patent number: 1007395 www.geonovelty.com
- [6] Krenn, Harald: Informationen und Bilder. Senior Expert Mechatronic/Senior Project Manager. Züblin Spezialtiefbau www.zueblin.at



Quelle/credit: Dr. Harald Krenn, Züblin

10 Schema Kühlkreislauf mittels Solevereisung
Set-up of the cooling circuit using brine as freezing agent

the same principle, whereby a freezing pipe is used instead of a sleeve pipe. Alternatively the hole can also be tackled using the freezing drill pipe with the crown and the pipe remaining in the soil once the final depth has been attained.

The original plans foresee that the drill holes are created by means of controlled drilling in keeping with flush drilling technology in order to ensure they are accurately positioned. As an alternative nowadays for drill holes extending to 50 m, drill holes can be re-measured by means of a specific sensor in 2 to 5 m stages for control purposes.

The prevailing water pressure requires the application of a preventer while the hole is being sunk, which is mounted to a stand pipe, that is installed in the shaft wall. Furthermore a pressure tightness test is to be undertaken for each drill hole so that the loss of brine or nitrogen can be precluded from the very outset. An inliner can be installed if a drill hole fails the pressure test.

Freezing can be accomplished either with nitrogen or with brine (Fig. 10), with the latter usually more economical for long-term freezing schemes. The brine is pumped through the freezing lances (light green line) and in the process extracts heat from the soil. The collected heat is pumped back to the cooling aggregate. In the cooling aggregate a coolant, usually ammoniac is liquefied by compression, cooled down in a heat exchanger and relieved via a vaporizer. The gas thus created cools the brine down to -37 °C enabling a brine flow temperature of -32 to -37 °C .

4 Outlook

Work on the Brenner Base Tunnel is forging ahead. Apart from an ongoing process of optimization, also to arrive at savings, innovative methods for executing construction are being resorted to alongside dimensioning geared to life cycles and constructive detailed planning. Progress in construction technology can only be achieved providing that planners, clients and contractors make constant efforts based on trust to develop scientific recognitions and apply them.

Giovanna Cassani, M. Sc. Eng., Rocksoil S.p.A., Milano/IT

Metropolitana di Milano, Linea 5

Lavori in sotterraneo per l'esposizione universale EXPO 2015

In occasione della esposizione universale EXPO 2015 le strutture in sotterraneo milanesi hanno conosciuto un significativo sviluppo. Ben due nuove linee metropolitane sono state infatti progettate e costruite per questo importante evento internazionale, le Linee M4 ed M5 che permettono un più facile e veloce ingresso nel centro della città dalle aree circostanti. La prima con tracciato Est-Ovest e la seconda con tracciato Nord-Ovest. L'articolo descrive le opere progettate da Rocksoil nelle due tratte, che riguardano tutte le gallerie di linea di M4 ed M5, 10 stazioni in sotterraneo per la Linea M5 e 6 stazioni in sotterraneo sulla Linea M4.

The Milan Metro, Line 5

Underground Works for EXPO 2015

Underground structures in Milan have undergone significant expansion in preparation for EXPO 2015, the Universal Exhibition. In fact, two new Metro lines, the M4 and the M5, which provide quicker and easier access to the city centre from the surrounding areas, have been designed and built for this important international event. The former runs east-west, and the latter north-west.

1 Introduzione

La prima opera realizzata è stata la linea M5 (lilla), realizzata in Project Financing in due lotti funzionali distinti completamente in sotterraneo. Il primo lotto costruito tra le stazioni Bignami e Garibaldi, già sotto traffico dal 2014, il secondo che connette le Stazioni Garibaldi ed Harar, conosciuto come estensione EXPO che entrerà sotto traffico nel maggio 2015. La linea conta in tutto 19 stazioni, per un totale di 12,9 km, 6,2 km per la tratta Bignami-Garibaldi e 6,7 km per la tratta Garibaldi - San Siro. I principali lavori di scavo sono stati realizzati utilizzando una singola TBM EPBs (galleria a doppio binario del diametro 8,85 m) per il primo lotto e quattro TBM EPBs più piccole (gallerie a singolo binario del diametro di 6,70 m) per il secondo.

Anche la costruzione della nuova linea M4 (blu), anch'essa gestita in Project Financing, è stata suddivisa in due diversi lotti: la prima tratta unirà l'aeroporto cittadino di Milano Linate con la stazione ferroviaria Forlanini e verrà aperta in occasione dell'EXPO, la seconda tratta garantirà invece il collegamento fra la Stazione Ferroviaria Forlanini e la Stazione Ferroviaria San Cristoforo, così unendo le parti orientali ed occidentali della città, e sarà realizzata e completata entro il 2020.

La linea conta in tutto 21 stazioni in sotterraneo ed avrà una lunghezza totale di 14,2 km; le gallerie di linea saranno scavate usando quattro TBM EPBs (due gallerie a singolo binario del diametro di 6,5 m) per le tratte esterne al centro cittadi-

1 Introduction

Line M5 (lilac) was the first of the two lines to be constructed. It runs entirely underground and was completed in two different operational sections using the project finance formula. The first section, between Bignami and Garibaldi stations, has already been in operation since 2014; the second, known as the EXPO extension, which connects the Garibaldi and Harar stations, will come into operation during May 2015.

The line has a total of 19 stations in a total of 12.9 km, 6.2 km in the Bignami-Garibaldi section and 6.7 km in the Garibaldi-San Siro section. The tunnels (twin-track tunnels with a diameter of 8.85 m) were completely excavated by a single EPB TBM for the first section and four smaller EPB TBMs (single-track tunnels with diameters of 6.70 m) for the second.

The construction of the new M4 (blue) line, also managed according to the project finance formula, was divided into two different sections. The first section will link Milan Linate airport to the Forlanini railway station and will open with the EXPO. The second section will then connect the Forlanini and San Cristoforo railway stations, linking the eastern and western parts of the city. Construction will be completed by 2020.

The line has altogether 21 underground stations and will have a total length of 14.2 km. The running tunnels will be bored using four EPB TBMs (two single-track tunnels with

Mailänder Metro, Linie 5

U-Bahn-Arbeiten für die Weltausstellung EXPO 2015

Der Ausbau der U-Bahn in Mailand anlässlich der Weltausstellung EXPO 2015 macht bedeutende Fortschritte. Für dieses wichtige internationale Ereignis wurden die beiden neuen Linien M4 und M5 projektiert, mit denen die Stadt aus den umliegenden Gebieten einfacher und schneller zu erreichen sein wird. Hierbei verläuft die Linie M4 auf der Ost-West-Trasse und die M5 von Nord nach West.

Le métro de Milan, ligne 5

Travaux souterrains pour l'exposition universelle EXPO 2015

Dans le cadre de l'exposition universelle EXPO 2015 qui se tiendra à Milan, les infrastructures souterraines de la ville ont connu un développement significatif. C'est ainsi en effet que deux nouvelles lignes métropolitaines ont été planifiées et/ou déjà réalisées pour répondre aux besoins de ce grand évènement à l'échelon international. Il s'agit, plus précisément, des lignes M4 et M5 qui permettent un accès plus facile et plus rapide au centre de la ville à partir de ses banlieues; la première présentant un tracé est-ouest, tandis que la seconde est orientée nord-ouest.

no; la parte centrale del tracciato sarà invece realizzata con due TBM EPBs del diametro di 9,15 m per lo scavo di galleria a canna a doppio binario.

2 Il progetto della Linea M5

La Linea 5 è la prima linea completamente automatica a media capacità del sistema metropolitano della città di Milano. L'automatismo integrale ha consentito di ottenere una capacità analoga a sistemi tradizionali di trasporto pesanti riducendo in modo significativo i costi ed i tempi di costruzione, utilizzando infatti treni più corti. I lavori sono stati condotti in Project Financing, il primo esempio in Italia nel settore, con un investimento di circa 1 340 Milioni di Euro, con una partecipazione pubblica del 57,0 % ed un contributo privato del 43,0 %. La società concessionaria Metro 5 SpA restituirà il finanziamento attraverso la gestione in concessione della linea. I lavori sono cominciati nel 2006 e la concessione terminerà nel 2040. Le opere civili hanno un valore di circa 690 Milioni di Euro, pari a oltre il 50 % dell'investimento complessivo.

La Linea, che prevede interscambi con tutte le altre linee metropolitane e di superficie ad oggi realizzate, è stata progettata per una portata massima di 25 728 passeggeri/h/direzione con una frequenza dei convogli di 75 s e per una portata media di 12 060 passeggeri/h/direzione con una frequenza convogli di 160 s.

Il progetto della prima tratta funzionale della Linea M5 ha comportato la realizzazione di una galleria scudata, di alcuni tratti di galleria naturale a singolo e doppio binario, la costruzione di nove stazioni e di un deposito terminale per il ricovero dei convogli (Bignami, Ponale, Bicocca, Ca' Granda, Istria, Marche, Zara, Isola e Garibaldi) e quella di alcuni pozzi e manufatti necessari per l'esecuzione delle opere (per esempio ingresso e uscita fresa). Per la gran parte del tracciato la linea transita di sotto V.le Fulvio Testi e V.le Zara e prevede la connessione con le Linee della Metropolitana M2 e M3.

diameters of 6.5 m) for the sections outside the city centre. The central part of the track, however, will be constructed using two 9.15 m diameter EPB TBMs to bore the twin track tube tunnels.

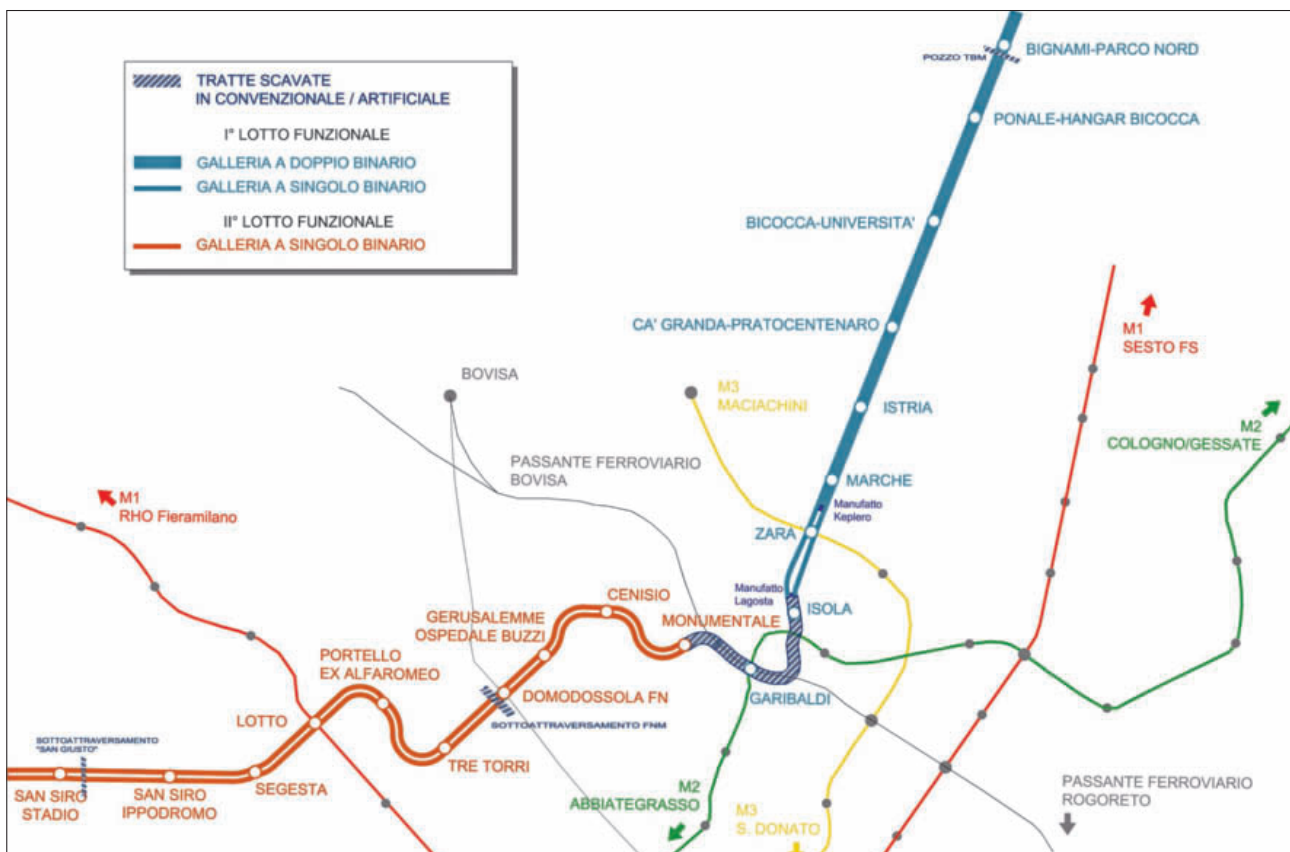
This article describes the works designed by Rocksoil for the two sections, including all Line M4 and M5 tunnels, 10 underground stations for Line M5 and six underground stations on Line M4.

2 The Line M5 Project

Line 5 is the first fully automated medium-capacity line in the Milan Metro system. Full automation makes it possible to achieve similar capacity to that of conventional high-volume transit systems, resulting in a significant reduction in cost and construction time, even using shorter trains. The works were carried out in accordance with the project finance formula, the first Italian example within the sector, with an investment of around 1.34 billion EUR, of which 57 % came from government participation and 43 % from private contributions. Concessionaire Metro 5 S.p.A. will repay the funding by operating the line. Work commenced in 2006 and will be completed in 2040. The civil works have a value of about 690 million EUR, accounting for over 50 % of the total investment.

The line, which provides interchanges with all other underground and surface lines completed to date, has been designed for a maximum capacity of 25,728 passengers/h/direction assuming a train frequency of 75 s, and for an average capacity of 12,060 passengers/h/direction assuming a train frequency of 160 s.

The design for the first operational section of Line M5 involved the construction of a bored tunnel, some single- and twin-track drill and blast tunnel sections, nine stations, and a terminal depot to house the trains (Bignami, Ponale Bicocca, Ca' Granda, Istria, Marche, Zara, Isola and Garibaldi) as well as



1 Schema generale della Linea M5
General scheme of Line M5

Le prime sette stazioni e il deposito, le gallerie di linea e i pozzi intertratta tra le Stazioni Bignami e Zara sono stati progettati dalla Rocksoil S.p.A.

Lo scavo della galleria di linea si sviluppa per 3450 m circa in meccanizzato, per 195 m circa in tradizionale a doppio binario e per 2630 m in tradizionale a singolo binario. Il diametro esterno della galleria in fresa è pari a 8,85 m e lo spessore dei conci in c.a. è pari a 40 cm. La tratta 1 è stata messa sotto traffico nel 2014.

Il progetto del prolungamento della seconda tratta della Linea M5 ha previsto la realizzazione di due gallerie scudate, di alcuni tratti di galleria naturale a singolo binario, la costruzione di dieci stazioni in sotterraneo realizzate a cielo aperto (San Siro Harar, San Siro Trotter, Segesta, Lotto, Portello, Tre Torri, Domodossola, Gerusalemme, Cenasio, Monumentale) e di diversi manufatti intertratta. Rocksoil S.p.A. si è occupata della progettazione di tutte le gallerie di linea e delle stazioni San Siro Trotter, Domodossola e Lotto (realizzata parzialmente in top down) e di alcuni pozzi d'intertratta (accesso VVFF) e del Posto di Comunicazione Harar.

Lo scavo della galleria di linea, che si sviluppa per 9767 m circa in meccanizzato e per 213 m in tradizionale a singola canna, è stato completato nel 2013. Il diametro esterno della galleria in fresa è pari a 6,70 m e lo spessore dei conci in c.a. è pari a 30 cm.

some shafts and other structures necessary for the construction of the works (e.g. entry and exit of the machine). Most of the route of the line passes beneath Viale Fulvio Testi and Viale Zara, with connections to Metro Lines M2 and M3. The first seven stations and the depot, running tunnels and cross passages between Bignami and Zara stations were designed by Rocksoil S.p.A.

Excavation of the approximately 3,450 m of tunnel for the line was mechanized, with approximately 195 m being completed as conventional twin tracks, and 2,630 m as conventional single track. The bored diameter of the tunnel is 8.85 m and the thickness of the reinforced concrete segments is 40 cm. Section 1 went into operation in 2014.

The extension project for the second section of Line M5 involved the construction of two bored tunnels, some sections of single-track drill and blast tunnel, ten underground stations completed with open excavation (San Siro Harar, San Siro Trotter, Segesta, Lotto, Portello, Tre Torri, Domodossola, Gerusalemme, Cenasio, and Monumentale) and various inter-line structures. Rocksoil S.p.A. was responsible for the design of all running tunnels, the stations at San Siro Trotter, Domodossola and Lotto (partially completed with top down construction) a number of cross passages (fire service access) and the Harar communications station.

La tratta 2 entrerà sotto traffico, completando l'intero tracciato della Linea M5, in occasione dell'inaugurazione di EXPO 2015.

2.1 Gallerie di Linea

Essendo il terreno interessato dallo scavo di tipo incoerente, quindi privo di capacità di auto sostentamento, e completamente immerso in falda, la scelta per lo scavo delle gallerie di linea è stata quella dell'adozione di macchine di scavo a completa sezione scudata TBM di tipo EPB, capaci di ripetere cicli di scavo, posare in opera il rivestimento definitivo prefabbricato ed eseguire iniezioni di intasamento a tergo del rivestimento.

Tale metodologia è attualmente uno standard per la realizzazione di gallerie metropolitane in ambito urbano, poiché consente di risolvere le problematiche legate alla presenza di falda, alle interferenze con le preesistenze interferite e, generalmente, la realizzazione delle opere senza preventivi interventi di consolidamento del terreno.

Le caratteristiche geotecniche dei materiali da affrontare sono ben note perché la città di Milano ha una rete metropolitana piuttosto estesa e molte strutture realizzate in sotterraneo con varie destinazioni d'uso, inoltre il contesto geotecnico risulta sostanzialmente molto omogeneo.

Per entrambe le tratte l'utilizzo di frese TBM EPB ha garantito:

- la stabilità e l'impermeabilità del fronte di scavo

The excavation of the running tunnel, with a 9,767 m section excavated mechanically and a 213 m single-tube section conventionally excavated was completed in 2013. The bored diameter of the tunnel is 6.70 m and the thickness of the reinforced concrete segments is 30 cm. Section 2 will come into operation at the opening of EXPO 2015, completing the entire route for Line M5.

2.1 Running Tunnels

In addition to being completely immersed in groundwater, the local terrain has been affected by inconsistent excavation and is therefore incapable of supporting itself. For this reason, the running tunnels were excavated mechanically in complete sections with an EPB shielded TBM capable of repeating excavation cycles, installing the final precast lining and grouting behind the lining.

This methodology is currently standard for the construction of underground tunnels in urban areas because it provides a solution to problems with groundwater and existing obstructions, and generally facilitates construction of the works without the need for soil consolidation as a precautionary intervention.

The geotechnical characteristics of the materials concerned are well known since the city of Milan has an extensive underground network with many structures built for various



2 Stazione Monumentale. Gallerie scudate
Monumentale station, bored tunnels

- una perdita di volume contenuta allo 0,5 % del volume di scavo, che ha consentito un agevole controllo dei cedimenti superficiali in aree fortemente urbanizzate.

Sulla prima tratta è stata utilizzata una fresa da 9,40 m, sulla seconda quattro frese da 6,70 m. Lo scavo in meccanizzato della gallerie di linea della seconda tratta, la cui messa sotto traffico è prevista in occasione dell'EXPO, è stato completato nel 2013.

Particolare attenzione è stata prestata nello studio delle maggiori interferenze: per la tratta 1 i passaggi sotto il ponte ferroviario che attraversa V.le Fulvio Testi e al di sotto del fiume Seveso; per la tratta 2 i passaggi sotto al sottopasso stradale San Giusto (presso il P.C. Harar) e delle Ferrovie Nord Milano (in corrispondenza della stazione Domodossola). In vari casi, per l'avanzamento in galleria in scavo tradizionale e per il miglioramento delle caratteristiche dei suoli in particolari condizioni di transito fresa (ingresso e uscita macchina) si sono definiti appositi consolidamenti.

Il rivestimento delle gallerie del Lotto 1 è stato realizzato con anelli in 7 conci prefabbricati dello spessore di 40 cm imbullonati sia in direzione trasversale che longitudinale. Le gallerie di Linea del Lotto 2 hanno invece un rivestimento con anelli a 5 conci prefabbricati dello spessore di 30 cm.

La copertura media della prima tratta è stata di soli 12 m ed ha richiesto un particolare controllo delle pressioni per garantire un adeguato controllo dei cedimenti in superficie, la seconda tratta ha coperture mediamente più alte, che nel caso della Stazione Lotto sono arrivate a 25 m.

La fresa della prima tratta ha lavorato con produzioni di picco giornaliere fino a 40,5 m e produzioni medie giornaliere di 26,4 m, le frese della seconda tratta hanno avuto produzioni giornaliere di 1415 m/g e produzioni massime di 32-35 m/g.

Nell'ambito del Lotto 1 sono state realizzate anche delle gallerie scavate in tradizionale sia a singolo che a doppio binario, utilizzando consolidamenti con iniezioni da piano campagna quando possibile o jet grouting in sub orizzontale in presenza di vincoli di superficie che abbiano reso impossibile operare da piano campagna. Le tratte scavate in tradizionale sono state realizzate in corrispondenza dello scavalco della Linea 3 in corrispondenza della Stazione di interscambio Zara.

2.2 Stazioni

Le Stazioni Bignami, Ponale, Bicocca, Ca' Granda, Istria e Marche, attraversate dalla galleria eseguita in scavo meccanizzato, sono state realizzate mediante diaframmi puntonati/tirantati che hanno consentito scavi mediamente della profondità di 22 m. La lunghezza delle banchine di stazione è pari a 50 m.

purposes. The geotechnical context is also substantially homogeneous.

The use of EPB TBM machines for both routes guarantees the stability and water-tightness of the excavation face as well as containment of the volume loss to 0.5 % of the excavation volume, which has facilitated the control of surface subsidence in highly urbanized areas.

Particular attention was paid to the analysis of locations of significant interference, specifically, the passage below the railway bridge crossing Viale Fulvio Testi and below River Seveso for Section 1, and the two passages below the San Giusto road underpass (at the PC Harar) and Ferrovie Nord Milano (at the Domodossola station) for Section 2. In several cases, specific consolidations were defined in order to advance the tunnel using conventional excavation methods and to improve the characteristics of the soils under specific transit conditions for the machine (entry and exit of the machine).

The lining of the tunnels in Section 1 was constructed with rings comprised of seven 40 cm thick precast segments, bolted both in the transverse and longitudinal directions. In contrast, the running tunnels for Section 2 are lined with rings comprising five 30 cm thick precast segments.

The average overburden in the first section was only 12 m and required special pressure control to ensure adequate limitation of surface subsidence. The second section, on average, has deeper overburden, reaching 25 m in the case of Lotto station.

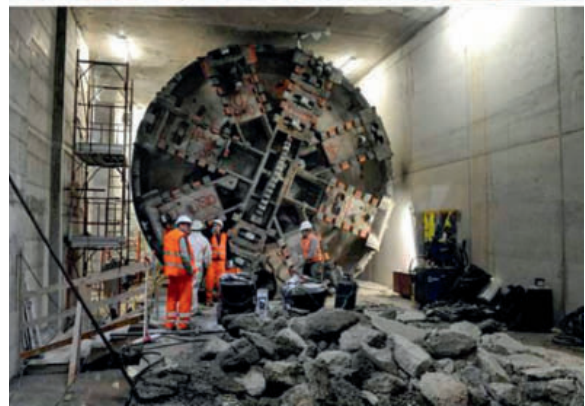
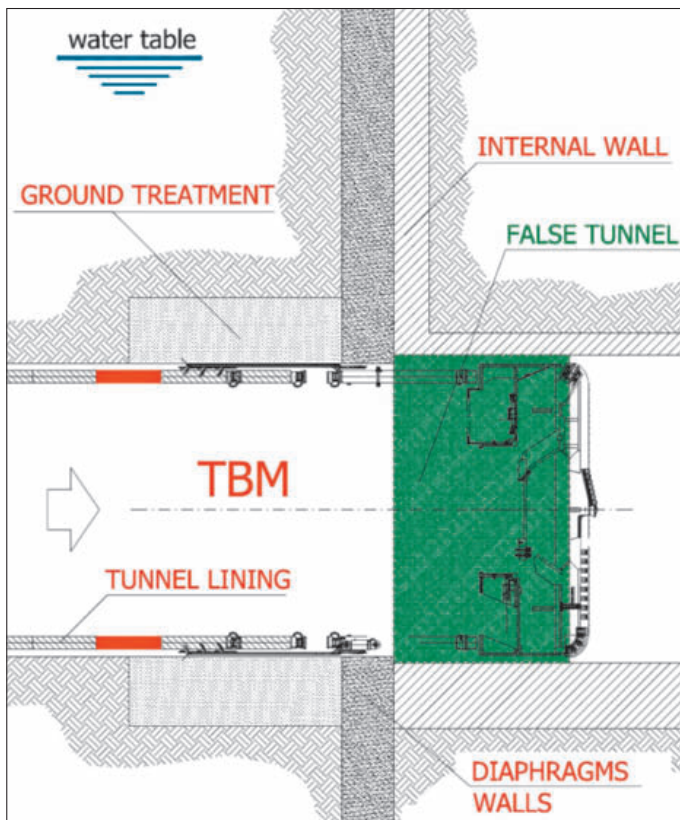
The machine for the first section has been working with a peak daily advance of up to 40.5 m and average daily advance of 26.4 m. The machines for the second section have achieved an advance rate of 14–15 m/d with a maximum of 32–35 m/d.

In the area of Section 1, both single- and twin-track tunnels were excavated using conventional methods with the ground consolidated by grouting from ground level when possible, or with sub-horizontal jet grouting where surface constraints prevented operation from ground level. The sections of the Line 3 overpass at the Zara interchange station were excavated using conventional methods.

2.2 Stations

Bignami, Ponale Bicocca, Ca' Granda, Istria and Marche stations, which were crossed by the mechanically excavated tunnel, were constructed using strutted/tied diaphragm walls, which allowed excavation to an average depth of 22 m. The station platforms are 50 m long.

Of particular interest with regard to the construction of the stations in the second operational section between Garibaldi and San Siro was the construction of Lotto station, which provides an interchange to the existing Line 1, and which



3 Falso tunnel per l'ingresso della TBM in stazione
False tunnel for the entrance of the TBM into the station

Di particolare interesse nell'ambito della realizzazione delle stazioni del secondo Lotto funzionale tra Garibaldi e San Siro, anch'esse realizzate con scavi a cielo aperto sostenuti da diaframmi tirantati/puntonati, è stata la costruzione della Stazione Lotto, stazione di interscambio con la esistente Linea 1. A causa dell'interferenza con le opere preesistenti, la Stazione Lotto, con i suoi 30 m di scavo, risulta la più profonda della Linea 5. La stazione è stata realizzata mediante diaframmi in c.a. con funzione di breve e di lungo termine. Il considerevole battente idraulico (circa 15 m) ha richiesto l'utilizzo di un'idrofresa, consentendo di contenere le deviazioni di verticalità dei pannelli e garantendo quindi l'impermeabilità dello scavo. Durante lo scavo sono stati utilizzati come strutture di contrasto delle paratie sia tiranti in acciaio in trefoli (con utilizzo solo provvisorio) che puntoni. La stazione è stata inoltre realizzata parzialmente in Top Down, tecnica che ha richiesto il getto in fase di scavo delle due penultime solette. L'impermeabilità del fondo scavo è stata garantita attraverso la realizzazione di un tampone realizzato con iniezioni di miscele cementizie e chimiche. La forte contropinta idraulica ha reso inoltre necessaria l'introduzione di chiavi di taglio di collegamento del solettone con i diaframmi così da impedire fenomeni di galleggiamento dell'intera struttura. A causa della presenza delle strutture della adiacente stazione della linea M1, per oltre un terzo del perimetro di scavo, è risultato impossibile l'utilizzo di tiranti per cui sono stati inseriti dei puntoni metallici a doppio ordine, realizzati con tubi del diametro di 90 cm e della lunghezza di 23 m.

was also carried out by means of open excavation supported by strutted/tied diaphragm walls. Because of interference from pre-existing works, Lotto station is the deepest on Line 5 with an excavated depth of 30 m. The station was built with the aid of reinforced concrete diaphragm walls, both for temporary and permanent use. The considerable hydrostatic pressure (about 15 m) required the use of a hydromill, which enabled the containment of deviation in the verticality of the panels, thereby ensuring the water-tightness of the excavation. The bulkheads were reinforced with both steel cables (for temporary use only) and struts during excavation. In addition, the station was partially constructed using the top down method, which required the casting of the two penultimate slabs during excavation. The water-tightness of the bottom of the excavation was ensured by the installation of a sealing block, which was produced by injecting cement and chemical mixtures. The strong hydraulic counterthrust necessitated the introduction of shear lugs to connect the floor slab with the diaphragm walls so as to prevent the entire structure from floating. The use of tie rods proved to be impossible for more than a third of the perimeter of the excavation due to the presence of the structures of the adjacent M1 Line station; double rows of struts were inserted using tubes with a 90 cm diameter and 23 m length.

In order to reduce construction time, prefabricated beams were used for the roofing slab and the first two intermediate slabs. Because of the good results obtained with the previ-

Per la riduzione dei tempi di costruzione sono state utilizzate travi prefabbricate per la realizzazione del solettone di copertura e delle prime due solette intermedie. Questa tecnologia costruttiva è stata replicata su questa ed altre stazioni della tratta EXPO sulla base dei buoni risultati ottenuti nella tratta precedente. La terza e la quarta soletta intermedia sono state gettate in top down per ottenere il contrasto delle pareti di scavo senza ricorrere a tirantature sotto falda, che sarebbero state di complessa e costosa realizzazione.

Per garantire l'impermeabilità nella fase di ingresso ed uscita della TBM della stazioni sia della tratta 1 che della tratta 2 sono stati realizzati dei tamponi con iniezioni cementizie e chimiche; nel caso in cui a causa di particolari vincoli di superficie, come nel caso della Stazione Lotto, fosse impossibile realizzare un tampone di lunghezza adeguata (e cioè almeno pari alla lunghezza dello scudo in modo da consentire il montaggio di almeno un anello di conci prima dell'uscita della testa della macchina dal tampone) sono stati utilizzati dei falsi tunnel all'interno dell'impronta della stazione.

Queste strutture temporanee vengono costruite all'interno della stazione e consentono alla macchina di avanzare mantenendo la testa ed il backfilling in pressione garantendo l'ingresso o l'uscita della macchina in stazione in condizioni di impermeabilità idraulica.

3 Il progetto della Linea M4

La Linea M4 attraverserà Milano per circa 15 km da ovest ad est lungo viale Lorenteggio, passando a sud del centro sto-

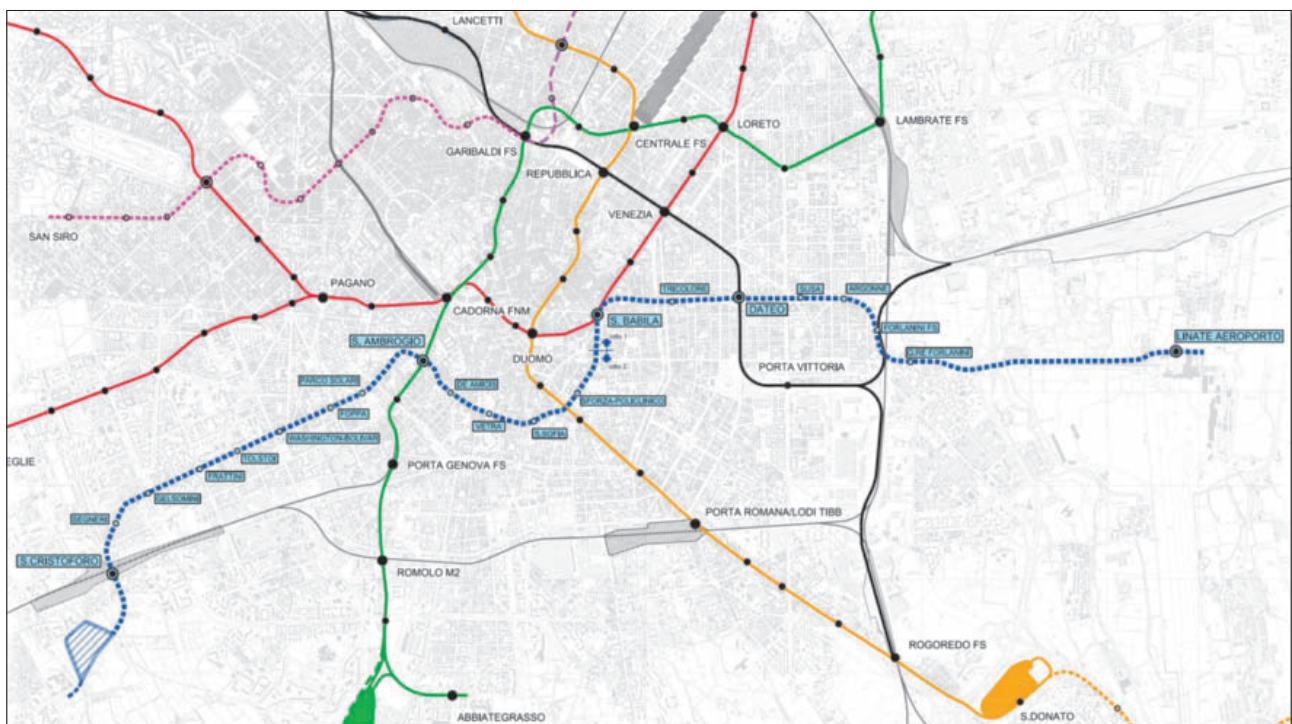
ous section, this construction technology was replicated for this and other stations on the EXPO section.

The third and fourth intermediate slabs were constructed using the top-down method in order to reinforce the tunnel walls without resorting to anchoring below the water table, which would have been both costly and complex.

To ensure water-tightness during the entry and exit of the TBM at the stations, sealing blocks were installed in both Section 1 and Section 2 by injecting cement and chemicals. In cases where specific surface constraints made it impossible to create a block of suitable length (i.e. at least equal to the length of the shield so as to allow the mounting of at least one ring of segments before the cutting head emerged from the block), such as at Lotto station, false tunnels were used inside the station excavation. These temporary structures are built inside the station and allow the machine to move forward while maintaining the head and backfilling under pressure, thus ensuring the entry or exit of the machine into or out of the station under water-tight conditions.

3 The Line M4 Project

Line M4 will cross Milan with a length of about 15 km from west to east along Viale Lorenteggio, passing south of the old town and along the axes of Indipendenza, Argonne and Forlanini up to Linate Airport. The M4 route will optimize city coverage, loading options, and interconnection with the metro and suburban rail network, thereby improving the overall network effect of the entire public transport system in the city.



4 Rete trasporti sotterranei di Milano e tracciato M4
Milan underground transport network and line M4

rico e lungo gli assi Indipendenza, Argonne e Forlanini fino all'Aeroporto di Linate. Il tracciato della M4 ottimizza la copertura della città, le possibilità di carico e l'interconnessione con la rete metropolitana e ferroviaria suburbana, migliorando l'effetto rete complessivo dell'intero sistema di trasporto pubblico della città.

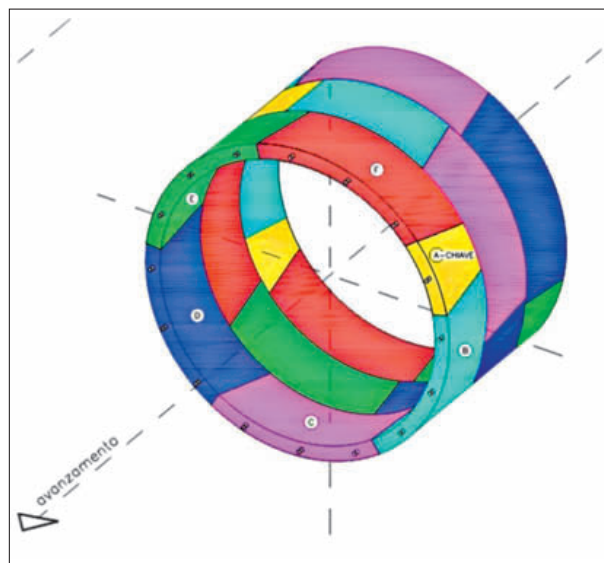
La M4 sarà una "metropolitana leggera ad automatismo integrale": il sistema sarà completamente automatizzato, senza conducenti sui convogli (driverless), con porte automatiche di banchina e sistema di segnalamento CBTC (Communication Based Train Control). I treni avranno una lunghezza di 50 metri, decisamente inferiore a quella dei rotabili oggi in circolazione, così come le stazioni che saranno lunghe solo 50 metri, contro i 110 della M1, M2 e M3. Il dimensionamento relativamente leggero delle strutture, in particolare le stazioni, renderà più agevoli e meno impattanti i lavori di realizzazione della linea. L'automazione del sistema assicurerà frequenze più elevate dei mezzi (90 secondi riducibili teoricamente sino a 75) garantendo la possibilità di portare 24-28 mila passeggeri per ora per direzione. La nuova M4 attraverserà quartieri a elevata densità abitativa. Per questa ragione le metodologie di costruzione sono state concepite in modo da minimizzare gli impatti in superficie e adattarsi a un sottosuolo interessato da numerose infrastrutture e da una significativa presenza di acqua. Il largo impiego dello scudo meccanizzato e la scelta della doppia galleria a singolo binario per le vie di corsa consentono di ottimizzare la flessibilità e l'adattabilità del tracciato, che, fatta salva la zona del Deposito-Officina, si sviluppa interamente in sotterraneo.

Sono previsti due interscambi con le esistenti linee metropolitane, uno con la linea rossa, in corrispondenza della stazione San Babila, ed uno con la linea verde, in corrispondenza della stazione Sant'Ambrogio. Ci saranno poi tre interscambi con le linee ferroviarie suburbane: uno con le linee S5, S6 e S9, in corrispondenza della stazione Forlanini FS, uno con le linee S1, S2, S5, S6, S13, in corrispondenza della stazione Dateo ed uno con la linea S9, in corrispondenza della stazione San Cristoforo, dov'è presente anche la corrispondenza con la ferrovia Milano-Mortara. È previsto infine un interscambio con l'aerostazione di Linate.

La maggior parte dello sviluppo sotterraneo del tracciato sarà realizzato mediante scavo meccanizzato, attraverso l'utilizzo di due geometrie di TBM: una con diametro di scavo pari a 9,15 m e l'altra con diametro di scavo pari a circa 6,36 m.

Le TBM aventi diametro di scavo pari circa a 6,36 m saranno utilizzate per le tratte: dal manufatto Ronchetto, in zona San Cristoforo, alla stazione di Parco Solari; da Linate Aeroporto fino alla Stazione Tricolore.

La TBM con diametro di scavo 9,15 m sarà utilizzata per la tratta: dalla stazione di Parco Solari alla stazione Tricolore.

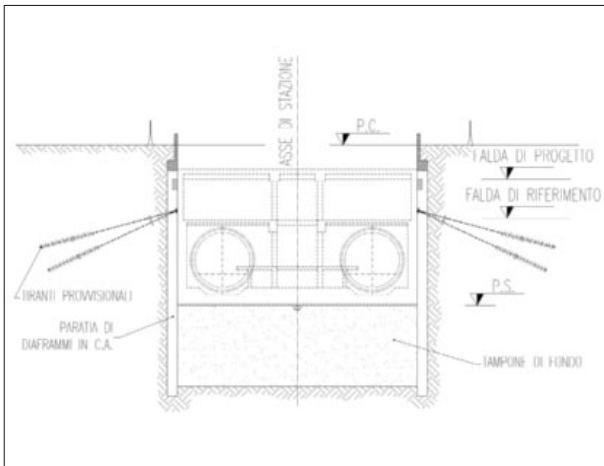


5 Anello universale
Universal ring

Line M4 will be a "fully automated light rail" system, driverless, and with automatic platform doors and a CBTC (Communication Based Train Control) signalling system. The trains will be 50 m long, considerably shorter than rolling stock in circulation today. Likewise, the 50 m long stations will also be shorter than the 110 m stations on lines M1, M2 and M3. The relatively compact dimensioning of the structures, particularly the stations, means that construction work on the line can be carried out more easily and with less impact. The automation of the system will ensure higher frequencies for the vehicles (90 seconds, theoretically reducible down to 75) providing the capacity to transport 24,000 to 28,000 passengers per hour per direction. The new line M4 will pass through neighbourhoods with high population densities, so the construction methods have been planned to minimize impact at the surface and adapt to an underground affected by a great amount of infrastructure and by the presence of a significant amount of water. The extensive use of mechanized tunnelling, and the selection of a single-track twin tunnel layout help maximize the flexibility and adaptability of the route, which is situated entirely underground except for the depot/office area.

There are currently two interchanges with existing Metro lines, one with the red line at San Babila station, and one with the green line at Sant'Ambrogio station. In future there will be three interchanges with suburban railway lines, one with Lines S5, S6 and S9 at Forlanini FS station, one with Lines S1, S2, S5, S6, S13 at Dateo station, and one with Line S9 at San Cristoforo station, where there is also a connection to the Milan-Mortara railway. And lastly, an interchange with Linate airport is planned.

Most of the underground construction on the route will be carried out by mechanized tunnelling with the use of two TBM geometries, one with a bored diameter of 9.15 m and the other with a bored diameter of approximately 6.36 m.



6 Sezione trasversale della stazione tipo a cielo aperto
Cross-section of an open station excavation

Come indicato, l'utilizzo della fresa di diametro di scavo pari a 9,15 m riguarda la tratta in corrispondenza delle stazioni profonde del centro storico, così da consentire di allocare le banchine di stazione direttamente all'interno della sagoma interna della galleria in conci. Questo consente una notevole riduzione dell'impatto sull'esistente, che si avrebbe pensando di realizzare lo scavo delle gallerie di stazione con metodologia in tradizionale, previa esecuzione di consolidamenti.

3.1 Gallerie di linea

Le gallerie di linea della Linea 4 della Metropolitana di Milano saranno tutte costruite a foro cieco con scavo meccanizzato mediante TBM di tipo EPB (Earth Pressure Balance).

Il rivestimento definitivo della galleria sarà realizzato in conci prefabbricati, posti in opera dalla macchina immediatamente dopo lo scavo, ad una ridotta distanza dal fronte.

L'anello per le gallerie da 6,36 m di diametro è costituito da 6 conci (5 + 1 di chiave) dello spessore di 28 cm. Quello delle gallerie da 9,15 m da 7 conci (6 + 1 di chiave) dello spessore di 35 cm.

Il rivestimento definitivo, oltre a svolgere e garantire la normale funzione di sostegno a breve e a lungo termine, deve nel caso specifico fornire la richiesta tenuta idraulica. Per tale motivo i conci sono muniti lungo tutte le superfici di contatto con altri conci di guarnizioni in neoprene a tenuta stagna, disposte in apposite sedi ricavate sulle facce del concio, tali da garantire, con le forze di serraggio previste, la tenuta sotto le pressioni idrostatiche attese.

Per garantire il serraggio tra i conci di anelli contigui, nonché per motivi di sicurezza nelle fasi transitorie di movimentazione e posa in opera dei conci stessi, è previsto il collegamento con connettori meccanici longitudinali (tipo Biblock System o equivalente) disposti ad intervalli regolari lungo la circonferenza.

The TBMs with diameters of approximately 6.36 m will be used for the sections from Manufatto Ronchetto, in the San Cristoforo area, to the Parco Solari station and from Linate Airport to the Tricolore station. The TBM with a diameter of 9.15 m will be used for the section from the Parco Solari to the Tricolore station.

As indicated, the machine with a diameter of 9.15 m will be used in the section through the deep stations in the historic centre in order to enable the installation of the station platforms directly inside the inner contour of the tunnel in segments. This allows a considerable reduction of the impact on existing structures compared to the use of conventional methods of tunnel excavation, after performing consolidation work.

3.1 Running Tunnels

The running tunnels for Line M4 of the Milan Metro will all be constructed using mechanized blind boring with EPB (Earth Pressure Balance) TBMs.

The final lining of the tunnel will be made of precast segments placed by the machine immediately after excavation at a small distance behind the face. The ring for the 6.36 m diameter tunnels is composed of six segments (5 + 1 keystone) with a thickness of 28 cm. That of the 9.15 m tunnel is composed of seven segments (6 + 1 keystone) with a thickness of 35 cm.

The final lining, in addition to performing and ensuring the normal function of support in both the short and long term, must also in this specific case provide the required hydraulic seal. For this reason, the segments are fitted with watertight neoprene seals along all surfaces coming into contact with other segments, and arranged in corresponding housings on the faces of the segment, to ensure the required water-tightness under hydrostatic pressures with the planned clamping forces.

In order to ensure water-tightness between the segments of adjacent rings, as well as for reasons of safety during the transitory phases of handling and laying the segments themselves, connection is provided by means of longitudinal mechanical dowels (Biblock System or equivalent type) arranged at regular intervals around the circumference.

The 6.36 m TBM is equipped with 16 thrust plates arranged in groups of three for each segment plus one for the keystone, or a total of 32 jacks acting in pairs on each plate. The dimensions of the plate are 26 x 70 cm. The maximum thrust that the machine can exert is equal to 42,575 kN or 2,660 kN per thrust group.

The 9.15 m TBM is equipped with 19 thrust plates arranged in groups of three for each segment plus one for the keystone, or a total of 38 jacks acting in pairs on each plate. The dimensions of the plate are 33 x 100 cm. The maximum

Come accennato in precedenza verranno utilizzate due tipologie di TBM:

- diametro di scavo pari a 6,36 m;
- diametro di scavo pari a 9,15 m;

La TBM da 6,36 m è fornita di 16 piastre di spinta disposte a gruppi di tre per ciascun concio, più una per il concio di chiave, a cui corrispondono 32 martinetti agenti in coppia su ciascuna piastra. Le dimensioni di tale piastra sono pari a 26 x 70 cm. La spinta massima esercitabile dalla macchina risulta essere pari a 42575 kN ovvero 2660 kN per gruppo di spinta.

La TBM da 9,15 m è fornita di 19 piastre di spinta disposte a gruppi di tre per ciascun concio, più una per il concio di chiave, a cui corrispondono 38 martinetti agenti in coppia su ciascuna piastra. Le dimensioni di tale piastra sono pari a 33 x 100 cm. La spinta massima esercitabile dalla macchina risulta essere pari a 81 895 kN ovvero 4310 kN per gruppo di spinta.

3.2 Stazioni

Per la realizzazione delle stazioni e dei manufatti si è cercato di ricorrere il più possibile al metodo costruttivo costituito da scavi a cielo aperto sostenuti da diaframmi in ca. (metodo bottom-up aperto), compatibilmente con le viabilità esistenti e le aree di cantiere necessarie per la realizzazione delle opere.

Detta tipologia realizzativa è applicabile sull'asse Linate – San Babila, poiché i corpi di stazione sono realizzati all'interno dei parterre centrali dei viali, interferendo in modo limita-

thrust force that the machine can exert is equal to 81,895 kN or 4,310 kN per thrust group.

3.2 Stations

For the construction of stations and structures, the planners tried to resort as much as possible to the open excavation method supported by reinforced concrete diaphragm walls (open bottom-up method), which is compatible with the existing road network and construction site areas required for the execution of the works.

This type of construction is applicable in the Linate–San Babila axis since the bodies of the stations are manufactured within the central parterre of the boulevards, minimizing interference with road traffic while providing sufficient construction site areas. The same type of construction will also be used for the stations on the San Cristoforo–Parco Solari section, with the exception of Gelsomini and Segneri stations, for which totally or partially closed bottom-up methodology is planned.

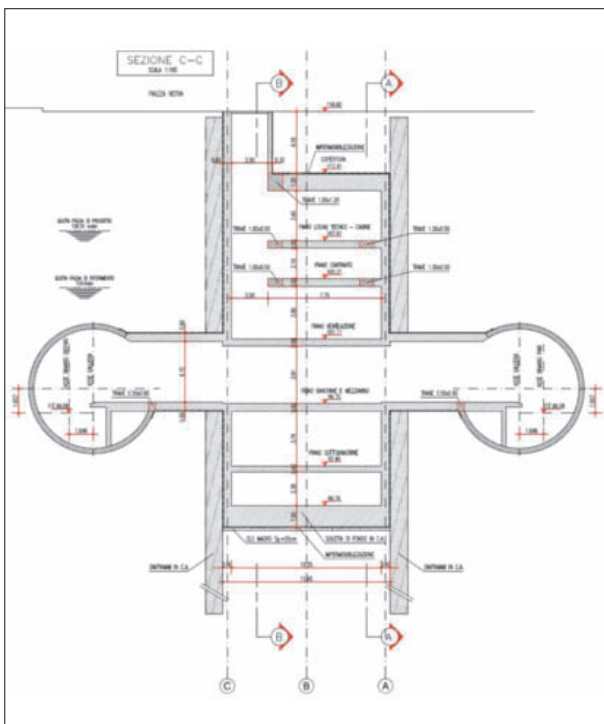
The Line 4 stations, with the exception of those in the central section, generally have a limited depth of about 15 m, through which the two TBMs pass “unloaded”; the level of the floor slab thus remains occupied by the TBM supply site comprising the rails for trains transporting precast segments, conveyor for transporting the muck out of the tunnel, hoses for cooling water and a medium voltage cable for the TBM power supply, for each of the two machines.

The use of semi-prefabricated self-supporting structures is planned for constructing the horizontal elements of the station. The supporting structures for the excavations, bulkheads, tie rods, and bottom sealing blocks, will be installed by means of clamshell excavation and stabilized with bentonite slurry, tied with anchors outside the aquifer and bored without the use of a preventer and bottom buffers in integrated cement injections.

The stations considered as “deep” are Sant’Ambrogio, De Amicis, Vetra, Santa Sofia, Sforza Policlinico and San Babila. The functional installation is composed of a central shaft with an excavation depth up to approximately 30 m and transverse dimensions limited to approximately 10 m. Outside this, running tunnels are constructed using a TBM with 9.15 m diameter, which is sufficient to accommodate the platforms at the stations.

The sealing blocks at the deep stations are pushed to a consistent depth below the bottom of the excavation, up to 16–17 m, bringing the total length of the bulkheads up to approximately 50 m.

The connecting bypass between the station shaft and the platforms will be excavated after the soil has been grouted from ground level with the continual use of cement and silicate mixes.



7 Sezione trasversale della stazione Vetra
Cross-section of Vetra station

to con la viabilità e disponendo parallelamente di sufficienti aree di cantiere. La stessa tipologia è applicabile anche per le stazioni della tratta San Cristoforo – Parco Solari ad eccezione delle stazioni Gelsomini e Segneri in cui è prevista la realizzazione con metodologia bottom-up chiusa totale o parziale, nella quale viene anticipata la realizzazione di gran parte della soletta di copertura.

Le stazioni della linea 4, ad eccezione di quelle presenti nella tratta centrale, hanno generalmente una profondità limitata di circa 15 m, entro i quali le 2 TBM transitano “a vuoto”; il piano del solettone di fondo resta quindi occupato dal cantiere di alimentazione delle TBM costituito, per ciascuna delle due macchine, dai binari per il transito dei treni che trasportano i conci prefabbricati, dal nastro che trasporta lo smarino verso l’imbocco della galleria, dai tubi con l’acqua di raffreddamento, dal cavo di media tensione per l’alimentazione elettrica della TBM.

È stato previsto l’impiego di strutture semi-prefabbricate autoportanti per la realizzazione degli orizzontamenti di stazione.

Le opere di sostegno degli scavi: paratie, tiranti, tamponi di fondo, saranno realizzate con scavi eseguiti con benna mordente e stabilizzati con latte bentonitico, tiranti con ancoraggi fuori falda perforati senza ricorso al preventer e tamponi di fondo in iniezioni cementizie integrate.

Le stazioni cosiddette “profonde” sono le stazioni: Sant’Ambrogio, De Amicis, Vetra, Santa Sofia, Sforza Policlinico e San Babila.

L’impianto funzionale è costituito da un pozzo centrale con profondità di scavo fino a 30 m circa e dimensione trasversale limitata a circa 10 m, all’esterno del quale vengono realizzate le gallerie di linea impiegando, come detto, una TBM con diametro di scavo pari a 9,15 m, sufficiente ad ospitare anche le banchine in corrispondenza delle stazioni.

Nel caso delle stazioni profonde i tamponi di fondo si spingono a profondità consistenti al di sotto del fondo scavo, fino a 16-17 m, portando la lunghezza totale delle paratie fino a circa 50 m.

I bypass di collegamento tra pozzo di stazione e banchine saranno scavati previo trattamento di iniezione del terreno eseguito dal piano campagna utilizzando sempre miscele cementizie e miscele silicatiche.

Nella stesura del progetto si è analizzata l’interferenza tra gli scavi condotti in sotterraneo per la realizzazione delle gallerie di linea della nuova Linea Metropolitana e i fabbricati e manufatti presenti in superficie. È stato eseguito uno studio in cui sono stati valutati in dettaglio i bacini di subsidenza relativi agli scavi e i cedimenti/spostamenti determinati a piana campagna e in corrispondenza dei piani fondazione,

Preparation for the project included an analysis of the interference between the excavations to be performed underground for the construction of the running tunnels of the new Metro Line with the surface buildings and structures. A study was carried out in which the subsidence troughs were evaluated in detail relative to the excavation, and subsidence/displacements were determined at ground level as well as at the level of the foundation, so as to assess the damage class expected for each building.

In subsequent stages of the project, on the one hand, the interference analysis will be more highly developed with numerical analysis methods, and on the other hand, the detailed findings for some of the buildings in the area of the subsidence trough will be completed.

3.3 Monitoring

A fundamental aspect of tunnel construction in urban areas is the control of subsidence induced by excavation, which is directly proportional to volume loss values. The subsidence that occurs at the surface is, in fact, due to the deformation behaviour of the core face and the convergence values at the face, along the shield and in the area in which the precast segments are installed and grouted.

If applied properly, EPB technology can minimize the subsidence induced at ground level in a manner which is compatible with the urban environment and the shallow overburden in some parts of the route.

Controlling pressure at the face and careful construction by means of controlling the grouting pressures and volume of grout mix injected behind the segments are of primary importance in limiting volume loss. Correctly controlled tunnelling thus enables the volume loss during excavation, and hence the predicted subsidence on the surface, to be controlled.

Surface monitoring is primarily concerned with the buildings and their foundations, works of art and their founda-



8 11.11.2014: arrivo TBM binario dispari a Forlanini FS
11.11.2014: arrival of TBM, odd track at Forlanini FS

così da valutare la classe di danno attesa per ciascun fabbricato.

Nelle successive fasi del progetto, da un lato le analisi d'interferenza saranno maggiormente sviluppate con metodologie di analisi numerica, dall'altro verranno completati i rilievi di dettaglio per alcuni degli edifici presenti all'interno del bacino di subsidenza.

3.3 Monitoraggio

Un aspetto fondamentale per la realizzazione di gallerie in contesti urbani risulta essere il controllo dei cedimenti indotti dagli scavi, direttamente correlati ai valori di volume perso. I cedimenti che si verificano in superficie sono, infatti, riconducibili al comportamento deformativo del nucleo-fronte e ai valori di convergenze del cavo, in corrispondenza del fronte, lungo lo scudo e nella zona di posa in opera dei conci prefabbricati e delle iniezioni di riempimento.

La tecnologia EPBS è in grado, se applicata correttamente, di minimizzare i cedimenti indotti a piano campagna, in maniera che risultino compatibili con l'ambiente urbanizzato e le basse coperture presenti in alcuni punti del tracciato.

Il controllo delle pressioni al fronte e una corretta esecuzione, tramite il controllo delle pressioni d'iniezione e del volume di miscela iniettata, dell'intasamento a tergo dei conci risulta di primaria importanza nella limitazione del volume perso. Una corretta performance nell'avanzamento permette quindi un controllo del volume perso allo scavo e di conseguenza dei cedimenti previsti in superficie.

Il monitoraggio in superficie interessa prevalentemente i fabbricati e le loro fondazioni, le opere d'arte e le loro fondazioni, i terreni su cui insistono tali opere e le loro variazioni in termini di caratteristiche geotecniche e caratteristiche idrogeologiche.

Dall'analisi dei cedimenti saranno definiti i valori attesi dei cedimenti, dai quali saranno determinati dei valori di soglia. In particolare s'individuerà una soglia di "attenzione" e una soglia di "allarme".

3.4 Stato di avanzamento del progetto

Lo scavo delle gallerie di linea è iniziato dalla stazione Linate il 4 aprile 2014 per la canna dispari e il 17 maggio 2014 per la canna pari. L'11 novembre 2014 la TBM sul binario dispari ha raggiunto la stazione Forlanini FS, completando il posizionamento di circa 2370 anelli di conci prefabbricati.

Ad oggi, gennaio 2015, la TBM sul binario pari è ferma all'interno del manufatto Forlanini Tangenziali per operazioni di manutenzione alla testa fresante. Sul binario pari sono stati posizionati finora circa 1510 anelli di rivestimento in conci prefabbricati.

itions, the land on which these works are situated, and their variations in terms of geotechnical and hydrogeological characteristics.

The subsidence analysis is intended to provide a prediction of subsidence values which will be determined by threshold values. In particular, "warning" and "alarm" thresholds are identified.

3.4 Status of the Project

The excavation of the running tunnel was started from Linate station on April 4, 2014 through the even bore. On November 11, 2014, the TBM on the odd track reached the Forlanini FS station, completing the installation of approximately 2370 rings of precast segments.

In January 2015, the TBM on the even track was stopped inside the Forlanini Tangenziali structure for maintenance to the cutting head. Approximately 1510 rings of prefabricated cladding segments have been positioned thus far on the even track.

Bibliografia/References

- [1] Boscardin, M.D., Cording, E.J. (1989) "Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1
- [2] Cassani, G., Mancinelli, L. (2005), "Monitoring surface subsidence for low overburden TBM tunnel excavation: computational aids for driving tunnels" IACMAG (International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics) Conference on prediction, analysis and design in geomechanical applications – Torino
- [3] D'Alò G. (2010), Nardi G., Testa G., Zorgati E., "La finanza di progetto nella realizzazione di opere in sotterraneo: l'esperienza della linea 5 della metropolitana di Milano", *Gallerie e grandi opere sotterranee – Vol. 95*, 2010.
- [4] Mair, R.J., Taylor, R.N. and Burland, J.B. (1996), "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling
- [5] Mancinelli L. (2005), "Evaluation of superficial settlements in low overburden tunnel TBM excavation: numerical approaches" *Geotechnical and geological engineering – Vol. 3, n. 3*
- [6] Mancinelli, L., Gatti, M., Cassani, G. (2009) "Numerical simulation of an excavation near buildings", ITA-AITES Congress, Budapest
- [7] Mancinelli L. (2010), Gatti M., Cassani G., "Milan Metro 5th Line", *Proceedings of ITA-AITES Congress*, Vancouver 2010.
- [8] O'Really, M.P., New, B.M. (1982), "Settlement above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction", *Proceedings of Tunneling Symposium 1982*
- [9] Peck, R.B. (1969), "Deep excavations and tunneling in soft ground", *Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City

Didier Charrin, Ingénieur des travaux publics de l'Etat, Direction du Tramway et de la Mobilité Durable, Métropole Nice Côte d'Azur, Nice/FR

Raoul Fernandez, Ingénieur INSA Strasbourg, Directeur de projet, Groupement THAUMASIA, Nice/FR

Tramway de Nice – Ligne n°2:

Les challenges de la construction d'un tunnel en milieu urbain dense

Le réseau de transport public de la Métropole Nice Côte d'Azur (MNCA) compte aujourd'hui une ligne de tramway, mise en service en novembre 2007 sur 8,7 Km et prolongée de 450 mètres en juillet 2013. Cette ligne relie les quartiers du Nord et de l'Est de la ville à l'hyper centre de Nice. Par ailleurs la Métropole Nice Côte d'Azur s'est dotée en décembre 2009 d'un outil de prospective, «le schéma du réseau de transports urbains de Nice Côte d'Azur à l'horizon de 2030», qui donne une vision globale et cohérente de l'organisation des transports à l'échelle des 49 communes de la Métropole pour les 20 ans à venir.

Nice Tramway – Line 2:

The Challenges of Building a Tunnel in a Dense, Urban Environment

The public transport system serving the Métropole Nice Côte d'Azur (MNCA), the Nice Côte d'Azur Metropolitan Area, currently consists of a single tramway line opened in November 2007 with a length of 8.7 km, extended by 450 m in July 2013. This line connects the North and East districts to the heart of the city of Nice. In December 2009, the Métropole Nice Côte d'Azur also implemented a transport plan – “The urban transport system plan for Nice Côte d'Azur by 2030” – providing a global and consistent vision of the organisation of transport serving the 49 communes or municipalities in the metropolitan area for the next 20 years.

Ce schéma des transports prévoit le développement d'un véritable réseau de tramway avec à terme 4 lignes pour un maillage efficace du territoire. C'est dans le cadre de la mise en œuvre de ce schéma directeur des transports que la Métropole Nice Côte d'Azur a engagé la réalisation de la ligne Ouest-Est de tramway.

1 Objectifs

Cette nouvelle ligne de tramway a comme objectif d'améliorer fortement l'offre en transports publics, sur un des axes les plus fréquentés de l'agglomération. Elle reliera les pôles générateurs et les pôles d'échanges les plus importants de la métropole, à savoir l'aéroport international de Nice (2ème plateforme aéroportuaire de France après Paris), le Centre Administratif Départemental des Alpes-Maritimes (CADAM, qui regroupe les services de la préfecture et du Conseil général) et le port de Nice.

Plus de 170 000 déplacements se font sur cet axe Ouest-Est, dont déjà 49 % sont effectués en bus sur les deux grands axes urbains que sont «le Boulevard René Cassin/l'avenue de la Californie/la rue de France» et «la Promenade des Anglais». Malgré un site propre, des bus articulés de

This transport plan provides for the development of a real tram system, eventually having four lines so as to create an effective network in the region. Within the framework of the implementation of this master transport plan, the Métropole Nice Côte d'Azur has begun to build the West-East tramline.

1 Aims

This new tramline aims to considerably improve public transport through one of the busiest stretches of the conurbation. It will connect the largest transport hubs and interchange points in the metropolitan area, that is Nice international airport (the 2nd largest airport in France after Paris), CADAM (the Departmental Administrative Centre of Alpes-Maritimes that groups the services of the Prefecture and General Council) and the Port of Nice.

More than 170,000 journeys are made on this West-East route, 49 % of these being by bus along the two main urban roads, the Boulevard René Cassin/Avenue de la Californie/Rue de France and the Promenade des Anglais. Despite its dedicated route, high-capacity articulated buses and high frequency, the public transport service is at saturation point because demand is very high.

Straßenbahn von Nizza – Linie 2: Herausforderungen beim Bau eines Tunnels im innerstädtischen Bereich

Zum Verkehrsnetz der Metropolregion Nizza Côte d'Azur (MNCA) gehört seit November 2007 eine 8,7 km lange Straßenbahnlinie, die im Juli 2013 um 450 m verlängert wurde und die Stadtteile im Norden und Osten der Stadt mit dem Zentrum von Nizza verbindet. Im Dezember 2009 hat die Region einen Masterplan bis zum Jahr 2030 aufgestellt, der den öffentlichen Nahverkehr für die 49 Gemeinden der Metropolregion Nizza Côte d'Azur für die folgenden 20 Jahre festlegt und den langfristigen Aufbau eines Netzes von vier Straßenbahnlinien für eine umfassende Abdeckung des Gebiets vorsieht. Im Rahmen der Umsetzung dieses Verkehrsentwicklungsplans hat die Metropolregion Nizza Côte d'Azur nun die Realisierung der Linie Ost-West des geplanten Straßenbahnnetzes in Angriff genommen.

grande capacité et une fréquence élevée, l'offre de transports en commun est à saturation alors que la demande est très forte.

Il s'agit donc de passer à une offre plus fiable, rapide, confortable, avec une plus grande capacité de transport que les bus actuels avec comme objectif de transférer un nombre significatif de déplacements de la voiture vers les transports publics sur cet axe majeur pour le fonctionnement urbain, l'accès à l'hyper centre et au cœur économique de Nice.

Longue de 11,3 km et de 20 stations, la ligne suit la bande littorale, avec deux branches à l'Ouest :

- une branche Nord de 1,7 km, se dirigeant vers la plaine du Var, allant de Saint-Augustin jusqu'au Centre Administratif Départemental (CADAM)
- une branche Sud de 1,9 km, desservant les deux terminaux de l'aéroport depuis Saint-Augustin

La ligne se poursuit sur un tronç commun de 7,7 km, depuis le futur pôle multimodal de Saint-Augustin à l'Ouest vers l'Est. Elle continue sa route dans le centre-ville en souterrain (4 stations) jusqu'au port de Nice.

2 Un projet de grande envergure

2.1 Proposer une alternative plus fiable, rapide et confortable

L'axe Ouest-Est accueille une grande partie des déplacements sur le territoire de la ville de Nice.

Désengorger cet axe majeur est donc une priorité. La nouvelle ligne de tramway Ouest-Est permettra d'augmenter l'offre de transports en commun sur cet axe pour passer de

Tramvia da Nizza – Linea 2: L'ardua sfida della costruzione di una galleria in ambito urbano

Dal novembre 2007 fa parte della rete regionale metropolitana Nizza Côte d'Azur (MNCA) una linea tramviaria lunga 8,7 km che nel luglio 2013 è stata prolungata di 450 m. Questa linea collega i quartieri a nord e ad est della città con il centro di Nizza. Nel dicembre 2009 la regione ha predisposto un masterplan fino all'anno 2030 che dà una visione globale e coerente per i prossimi 20 anni dell'organizzazione dei trasporti dei 49 comuni che fanno parte della rete regionale metropolitana locale Nizza Côte d'Azur. La regione ha inoltre progettato la costruzione a lungo termine di una rete con 4 linee per coprire in modo esteso la rete regionale dei trasporti. Nel quadro della realizzazione di questo progetto di trasporti della regione metropolitana Nizza Côte d'Azur sono incominciati i lavori per realizzare la linea est-ovest della linea tramviaria progettata.

Therefore a more reliable, rapid and convenient service with higher transport capacity than the current buses is needed so that a significant number of the journeys currently made by car along this major route will be made using public transport in future, ensuring the function of the urban area and access to the heart of the city and the business centre of Nice.

With 20 stations, the line runs for 11.3 km along the coast and has two branches to the West:

- a North branch of 1.7 km, heading towards the Plaine du Var, from Saint-Augustin to the Departmental Administrative Centre (CADAM) and
- a South branch of 1.9 km, serving the two airport terminals from Saint-Augustin.

The lines combine to run 7.7 km from the future multi-modal hub at Saint-Augustin in the West to the East. In the centre of the city the route continues underground (four stations) until it reaches the port of Nice.

2 A Large-Scale Project

2.1 Offering a more reliable, rapid and convenient Alternative

The West-East roads are used for a significant number of journeys across the city of Nice, so easing congestion on this major route is a priority. When it opens in 2018, the new West-East tramway will provide an increase in the provision of public transport along this road and carry more passengers, increasing from 70,000 today to 105,000 and, eventually, 140,000.

In the future, the two tramlines will serve 260,000 people, 2/3 of the population of Nice, and will benefit all the city's



1 Vue en plan de la ligne Ouest-Est de tramway
Plan view of the West-East tramline

70 000 aujourd’hui à 105 000 personnes acheminées quotidiennement dès la mise en service en 2018 et 140 000 personnes à terme.

A terme, les 2 lignes de tramway desserviront 260 000 personnes, soit les 2/3 de la population niçoise, tout en bénéficiant à l’ensemble des habitants. Pour la Métropole Nice Côte d’Azur, l’objectif est de privilégier les déplacements en transports en commun pour faciliter l’accès au cœur de la ville et améliorer la fluidité de la circulation.

2.2 Augmenter l’offre de transport multimodal

Le tramway fait partie de la politique d’amélioration de l’offre de transport de la ville. Il permettra une meilleure desserte des commerces et services dans les zones traversées. Il reliera les principaux pôles d’activités entre eux (le port, l’aéroport, le CADAM, l’Arénas, l’hôpital Lenval, le Nikaïa, etc.). Dans le centre-ville, il sera totalement affranchi des contraintes de circulation grâce à son trajet souterrain.

inhabitants. For the Métropole Nice Côte d’Azur, the aim is to encourage the use of public transport in order to facilitate access to the city centre and improve traffic flow.

2.2 Increasing the Provision of Multi-Modal Transport

The tramline is part of a policy to improve the city’s transport service, and will provide a better service to businesses and services in the areas covered. It will link the main centres of activity (the port, the airport, CADAM, Arénas, Lenval hospital and Nikaïa etc.). In the city centre, it will be completely free of traffic constraints since it will run underground.

The opening will be accompanied by reorganisation of the bus network, allowing easier tram/bus connections, some directly “platform to platform” as at Ferber and Magnan. The multi-modal hub at Saint-Augustin, integrated within the heart of the “Grand Arénas” and “Eco Vallée”, will provide the following connections:

Sa mise en service s'accompagnera de la réorganisation du réseau de bus avec des connexions tram-bus facilitées, certaines « quai à quai » comme à Ferber et Magnan. Le pôle multimodal de Saint-Augustin, intégré au cœur du « Grand Arénas » et de « l'Eco Vallée » permettra les liaisons:

- tram-avion (accès direct à l'aéroport)
- tram-bus urbains et interurbains
- tram-train (TER et TGV à terme), avec la gare Saint-Augustin
- tram-voiture (parc-relais de 700 places puis 1 500 à terme)
- tram-Vélobleu
- tram-Auto Bleue

La construction d'un réseau de tramway lié à des pôles d'échange multimodaux est un facteur important d'amélioration de l'attractivité du territoire pour les entreprises. C'est un élément essentiel de la vitalité économique, au service de l'emploi.

2.3 Privilégier des déplacements moins polluants

Plus de déplacements pour une ville conviviale et apaisée, c'est aussi l'ambition de la ligne Ouest-Est de tramway. Elle permettra de réduire la pollution et le bruit avec la suppression de l'entrée quotidienne de 20 000 voitures en ville, soit une baisse de 5,3 % du trafic. Cela entraînera une diminution de la pollution atmosphérique (environ -15 % de polluants) et du bruit. En plus du tramway, la place croissante du vélo et les parcs-relais de stationnement favoriseront des déplacements plus simples, économiques et sans stress:

- des stations Vélobleu et le stationnement deux-roues seront systématiquement implantés à proximité de chaque station
- 1 500 places de stationnement en parc-relais seront créées dans les 5 parcs-relais prévus aujourd'hui

2.4 Renforcer l'image «verte» de la Métropole

La Métropole Nice Côte d'Azur s'est engagée dans une politique visant à faire de la métropole niçoise «la ville verte de la Méditerranée». C'est d'ailleurs dans cet objectif général que s'inscrit le développement du réseau de tramways métropolitain, visant à réduire la part modale des modes de transport individuel à forte émission de Gaz à Effet de Serre. La Métropole Nice Côte d'Azur souhaite également faire du projet tramway un projet exemplaire, depuis sa conception jusqu'à son exploitation. Ainsi, une démarche «développement durable» s'est mise en place dès 2009, véritable «fil vert» dans la vie de ce projet.

Cette approche est une composante intrinsèque et stratégique de l'opération, et avec une déclinaison de ces principes à toutes les phases, pour tous les thèmes et pour tous les lieux, avec une gouvernance spécifique.

Ainsi, 18 objectifs ont été définis avec plus de 150 actions à mettre en œuvre. Ces actions concernent toutes les composantes du projet, qu'il s'agisse de la remise sur le marché de l'emploi de publics en difficulté en vue des chantiers à venir, de la conception des aménagements urbains, de la plate-

- tram-air (direct access to the airport)
- tram-city and intercity buses
- tram-train (TER [Regional Express Train] and TGV [High-Speed Train] in the future), at Saint-Augustin station
- tram-car (park and ride with 700 spaces and eventually 1,500)
- tram-Vélobleu [self-service bike rental system]
- tram-Auto Bleue [self-service car rental system]

The construction of a tram system connected to the multimodal intersection points is an important factor in increasing the appeal of the region for business. It is an essential part of future economic vitality and will support employment.

2.3 Promoting less polluting Journeys

Another aim of the West-East tramway line is to accommodate more journeys in a tranquil and environmentally friendly city. It will reduce pollution and noise by eliminating the entry of 20,000 vehicles into the city every day – a 5.3 % reduction in traffic. This will lead to a decrease in air pollution (a pollutant reduction of approximately 15 %) and noise. As well as the tram, the increased use of bikes and park and ride services will promote more simple, economical and stress-free journeys:

- Vélobleu bike stations and bike racks will be installed systematically next to each station
- 1,500 park and ride spaces will be created at the five park and ride sites currently planned

2.4 Accentuating the “green” Image of the metropolitan Area

The Métropole Nice Côte d'Azur has embarked on a policy with the aim of making Nice “the Mediterranean green city”. Furthermore, within this overall objective, it will develop a metropolitan tram system that aims to reduce the proportion of private vehicles with high greenhouse gas emissions. The Métropole Nice Côte d'Azur also wishes to implement the tram as an exemplary project from design to operation. For this reason, a sustainable development approach was established from 2009, a truly “green thread” in the life of this project.

This approach is an intrinsic and strategic component of the operation; its principles will be implemented at every stage, with respect to all issues and for all sites, with control measures.

In this way, 18 objectives have been defined with more than 150 actions to be implemented. The actions relate to all components of the project, from the reintegration of disadvantaged persons into the job market with a view to future construction to the design of urban development, the platform, the technological choices for the rolling stock and the operating or construction systems for the maintenance centre. The regulations related to sustainable development will also be included in the contracts to be awarded for all stages. At

forme, des choix technologiques pour le matériel roulant et les systèmes d'exploitation ou de la construction du centre de maintenance. Les prescriptions en matière de développement durables sont également inscrites dans toutes les étapes de passation de marchés qui sont tout particulièrement concernées. A fin 2014, 139 actions sont prises en compte, en cours d'intégration ou planifiées, dont la moitié est réalisée.

Une métropole plus belle et plus verte passe également par la mise en valeur du patrimoine et de l'environnement. Cela se traduira par :

- l'embellissement des quartiers traversés grâce à un aménagement qualitatif des espaces publics, mobiliers urbains, revêtement des trottoirs, éclairage public...
- l'élargissement des trottoirs pour favoriser les déplacements des piétons, valoriser l'activité commerciale et ajouter de la convivialité à la vie urbaine avec la possibilité d'installer des terrasses
- la création d'un véritable ruban vert avec la plateforme du tramway recouverte de gazon en majorité, et la plantation de 2 400 arbres le long du tracé de cette nouvelle ligne.

2.5 Dynamiser les industries du tourisme et du tertiaire

Toutes les grandes agglomérations disposent aujourd'hui d'un réseau de transport public performant. La Métropole Nice Côte d'Azur s'inscrit dans cette dynamique avec le chan-

the end of 2014, 139 actions have been defined, are in the course of being integrated or are planned, half of which have been implemented.

A more attractive, greener metropolitan area also involves enhancing sites and the environment. This will mean:

- Improving the districts to be with qualitative development of public spaces, urban furniture, paving and public lighting etc.
- Widening pavements to encourage journeys on foot, enhancing commercial activity and adding friendliness to urban life with the possibility of installing terraces
- Creating a real green belt, with the tramway platforms mainly being turfed and the planting of 2,400 trees along the route of the new line.

2.5 Giving new Impetus to Tourism and Service Industries

All major conurbations have high performance public transport systems these days. The Métropole Nice Côte d'Azur fits into this dynamic with the construction of the West-East tramway. It will provide a service to the historic city with its traditional business and tourist activities and also to developing districts such as Éco-Vallée (Grand Arénas, Les Moulins and Nice Méridia). The new line will also facilitate access to shops and services in the areas covered, increasing the appeal of the metropolitan area



2 Future station de tramway « Carras »
The future Carras tram station

Quelle/credit: ENODO



Quelle/credit: ENODO

3 Future station «pôle multimodal Saint-Augustin»
Future station at Saint-Augustin multi-modal transport hub

tier du tramway Ouest-Est. Il permettra de desservir la ville historique avec ses activités traditionnelles, commerçantes et touristiques mais aussi des quartiers en croissance tel que l'Éco-Vallée (Grand Arénas, Les Moulins et Nice Méridia). La nouvelle ligne facilitera également l'accès aux commerces et services des zones traversées, renforçant ainsi l'attractivité de la métropole aux yeux des touristes et des décideurs économiques. C'est un élément essentiel pour la vitalité du territoire, la préservation et la création d'emploi.

2.6 Optimiser les retombées économiques du chantier

L'ensemble du tissu économique bénéficiera des retombées économiques du chantier. Les centaines de millions d'euros injectés pour les travaux et l'arrivée de cadres, employés, ouvriers entraîneront une hausse de l'activité pour les sociétés de travaux publics et les entreprises locales (restauration, hôtellerie, agences immobilières, commerces...). Plus d'un tiers des emplois créés le seront sur place.

Ce chantier sera aussi un vecteur d'intégration, grâce à l'action du Plan Local pour l'Insertion et l'Emploi de Nice Côte d'Azur (PLIE), qui proposera des postes à des personnes en difficulté et à la recherche d'un emploi.

3 Le tunnel et les ouvrages souterrains

3.1 Un tunnel pour une ligne plus performante

Le choix d'un tracé en souterrain tient compte de l'histoire, et de l'évolution passée et future de la ville de Nice, c'est un

for tourists and economic decision-makers. It is an essential part of the vitality of the region and the preservation and creation of jobs.

2.6 Optimising the economic Impact of Construction

The entire economic fabric will benefit from the economic impact of construction. The hundreds of millions of euros invested in the work and the arrival of managers, clerical workers and manual labourers will lead to an increase in activity for civil engineering companies and local businesses (restaurants, hotels, estate agencies and shops etc.). More than a third of the jobs created will be on site.

This construction will also be an integration vehicle, thanks to the action of the Plan Local pour l'Insertion et l'Emploi de Nice Côte d'Azur (PLIE) (Nice Côte d'Azur Local Integration and Employment Plan), which will offer positions to disadvantaged groups and job seekers.

3 The Tunnel and Underground Structures

3.1 A Tunnel for a Higher-Performance Line

The choice of an underground route takes account of the history and the future development of the city of Nice; it is a true urban planning project. It provides a high-performance service to the city centre while preserving the architectural quality of the 19th century city. It avoids the restriction of public space for organised activities and (pedestrian and vehicular) traffic in the city centre, where the scarce space is already largely occupied by tram line 1.

véritable projet d'urbanisme. Il permet d'assurer une desserte performante du cœur de ville tout en préservant la qualité architecturale de la ville du XIX^{ème} siècle. Il évite de restreindre l'espace public dédié à l'animation et à la circulation (piétonne et automobile) dans le centre ville où cet espace rare est déjà en grande partie occupé par la ligne 1 du tramway.

Le tunnel permettra de garantir la performance de la ligne grâce à une vitesse commerciale élevée, le tramway circulant en souterrain ne sera plus en conflit avec la circulation automobile ou les piétons sur les 3,2 km du tunnel. Les temps de parcours seront très attractifs et concurrentiels avec l'automobile (26 minutes entre le port et l'aéroport; 27 minutes entre le port et le CADAM). La fréquence élevée des rames permettant également d'optimiser les temps de parcours. Les quatre stations souterraines assureront une desserte efficace du centre ville tout en garantissant l'efficacité de la ligne.

De très nombreux usagers effectueront le parcours dans son ensemble, d'où l'utilité d'avoir une ligne performante sur le plan de la vitesse commerciale afin de concurrencer la voiture personnelle.

Sur la partie souterraine, le tramway va fonctionner comme un métro, à savoir une vitesse élevée (70 Km/heure), des distances entre les stations supérieures à celles des stations de surface (800 m en moyenne contre 450 m), un nombre limité de stations, implantées de façon optimale pour un maillage

The tunnel will guarantee the performance of the line, with a high commercial speed, and since the tramline will run underground, it will no longer conflict with vehicular traffic or pedestrians along the 3.2 km of the tunnel. Journey times will be very attractive and will compete with those of motor vehicles (26 minutes from port to airport and 27 minutes from port to CADAM). The high frequency of the trams will also enable optimisation of journey times. The four underground stations will provide an efficient service to the city centre and guarantee the effectiveness of the line.

A very high number of users will travel the entire length of the line. Therefore, a high-performance line is useful in terms of commercial speed so as to compete with private vehicles.

On the underground section, the tramline will function like an underground train system, with a high speed (70 km/hour), distances between stations greater than those of over-ground stations (800 m on average compared with 450 m) and a limited number of stations installed in an optimum manner to create a high-performance network for the city centre. The appeal of the line will be increased by its direct connection to line 1 at two points – the Jean Médecin and Garibaldi stations, two of the four underground stations on the route.

The tunnel will ensure preservation of the local economy and trade and limit the extent of works in the city centre. Of the 3.2 km route of the tunnel, only the locations of the



4 *Vue intérieure de la station souterraine «Alsace Lorraine»*
Inside view of the Alsace Lorraine underground station

performant du cœur de ville. L'attractivité de cette ligne sera renforcée grâce à la connexion directe en deux points avec la ligne 1, aux stations Jean Médecin et Garibaldi, soit deux des quatre stations souterraines du tracé.

Le tunnel va permettre de préserver l'économie locale et le commerce en limitant le linéaire des travaux en centre ville. Sur les 3,2 km du tracé du tunnel, seuls les secteurs où seront implantées les stations souterraines et l'entrée et la sortie du tunnel avec leurs émergences sont concernés. Cela représente environ un linéaire de 1 km sur 3,2 km comprenant à la fois le linéaire nécessaire pour les travaux des stations et celui des tranchées couvertes. Ces travaux très localisés auront un impact moindre sur la vie des quartiers et l'accessibilité au centre ville (moins de problème de circulation automobile notamment)

3.2 Une technique de construction sûre et éprouvée

L'avant projet pour la réalisation du tunnel niçois a nécessité près de 18 mois d'études et d'analyses poussées. Les meilleurs spécialistes en la matière français ou étrangers sont intervenus. Plus de 150 sondages ont été effectués le long du parcours du tunnel pour avoir la meilleure image et donc la meilleure modélisation du sous-sol niçois du point de vue géologique, géotechnique et hydrogéologique. Ils s'ajoutent à l'exploration de près de 300 sondages déjà effectués pour d'autres travaux dans le centre ville.

Ces sondages ont permis de déterminer que le sous-sol niçois est constitué en grande partie d'éléments fins saturés (mélange en alternance d'argiles limoneuse ou sableuse) avec quelques passages de cailloutis, tout à fait compatibles avec la réalisation d'un tunnel.

Le percement sera réalisé avec un tunnelier à pression de boue, ce qui permet un avancement de 10 m par jour. Le tunnelier interviendra la plupart du temps sous les emprises de chaussées. Le tunnel sera creusé à une profondeur de 20 à 25 m ce qui permettra de maîtriser les perturbations pour les habitations environnantes.

Des repères installés sur les bâtiments permettront de suivre avant le début des travaux, pendant la durée du chantier et après la mise en service les éventuels mouvements des bâtiments. Des référés constats ont été réalisés par des experts désignés par le Tribunal Administratif avant le démarrage des travaux du tunnel.

3.3 Quatre stations souterraines construites sur un même principe architectural

Les quatre stations souterraines desserviront efficacement le centre ville de Nice, qui concernent les quartiers situés entre le port et le Boulevard François Grosso. Ces 4 stations: « Garibaldi », « Durandy », « Jean Médecin » et « Alsace-Lorraine » seront conçues à l'échelle humaine, suffisamment vaste et raffinées pour séduire l'ensemble des utilisateurs du réseau de transport.



Quelle/credit: Métropole NCA

5 Dispositif d'accueil du public pour le tramway de nice: « point d'information tramway »

Public communication system for the Nice tramway: tramway information point

underground stations and the tunnel entrance and exit portals are affected. This represents a distance of approximately 1 km of the 3.2 km comprising both the distance required for the station works and for the covered sections. This very localised work will have less impact on life in the districts and accessibility to the city centre (fewer road traffic problems in particular)

3.2 A tried and tested, safe Construction Technique

The preliminary project for the construction of the tunnel in Nice required almost 18 months of studies and in-depth analyses. Leading specialists from France and abroad were involved. More than 150 samples were taken along the route of the tunnel in order to have the best picture and therefore the best model of the Nice subsoil from geological, geotechnical and hydrogeological points of view. Almost 300 samples already taken for other work in the city centre were also included.

The samples demonstrated that the Nice subsoil consists of extensively saturated fine elements (an alternate mix of silty or sandy clay) with a few road metal sequences, entirely compatible with the construction of a tunnel.

Boring will be carried out using a slurry tunnel boring machine (TBM), making it possible to advance 10 m per day. The TBM will mainly operate below roads. The tunnel will be excavated at a depth of 20 to 25 m, which will restrict disruption to surrounding properties to a manageable extent.

Benchmarks installed on the buildings will enable any building movements to be surveyed prior to the start of the work and tracked during construction and after opening. Preliminary reports have been drafted by experts appointed by the Administrative Court prior to the start of the tunnel work.

Les accès aux stations seront imbriqués dans le tissu urbain qui les accueille, en créant des liens très forts et très visuels entre surface et sous-sol. Elles seront construites sur un même principe architectural :

- un premier niveau qui accueille la salle des billets,
- un deuxième niveau, en mezzanine au dessus des voies permet au voyageur de choisir sa destination et de se diriger vers le quai qui correspond à sa destination (pas de longs couloirs pour les correspondances comme dans le métro).
- Un troisième et dernier niveau, les quais pour prendre le tramway.
- L'accès à la station est éclairé par des puits de lumière naturelle.
- Dans chaque station, la lumière du jour est rendue perceptible jusqu'au cœur des stations.
- Les parois longitudinales sont habillées de pierre.
- Des ascenseurs desservent tous les niveaux depuis la rue pour les personnes à mobilité réduite et les parents avec poussettes.
- L'accès contrôlé aux stations souterraines permettra de lutter efficacement contre la fraude, et la présence de caméras de vidéo protection garantira la sécurité des voyageurs.

4 L'information au cœur du projet

A la demande du Maire de Nice et Président de la Métropole Nice Côte d'Azur, un dispositif de communication de proximité a été mis en place spécifiquement pour accompagner la mise en œuvre du projet de la ligne Ouest-Est de tramway.

Une élue de la Métropole, a été spécifiquement chargée des relations avec les riverains du tracé, habitants et commerçants. Ce dispositif se caractérise notamment par :

- La constitution d'une équipe d'agents « Infotram » dédiée à la communication de proximité auprès des riverains des chantiers,
- L'ouverture de Points Infotram au cœur des secteurs de travaux. Trois points sont actuellement ouverts dans les secteurs des travaux de la partie souterraine.
- La tenue de permanences toutes les semaines par l'élue pour recevoir le public, dans les différents points Infotram,
- L'organisation régulière de réunions pour informer les commerçants et riverains des chantiers sur le projet et les différentes phases de travaux.
- Des outils spécialement dédiés à la communication de proximité ont été mis en place :
 - Un numéro de téléphone allotram
 - Une adresse mail
- Par ailleurs, un site internet ad hoc, « tramway.nice.fr », permet de se renseigner sur le projet et de suivre les travaux en direct grâce à des plans semainiers et une carte interactive.

5 Le financement du projet

Le coût total de l'opération s'élève à 650 M€ HT (770,7 M€ TTC) valeur décembre 2009. Ce coût correspond au coût

3.3 Four Underground Stations built on the same architectural Principle

The four underground stations will provide an effective service to and from Nice city centre, covering the districts between the port and the Boulevard François Grosso. These four stations, Garibaldi, Durandy, Jean Médecin and Alsace-Lorraine, will be designed on a human scale and will be sufficiently spacious and sophisticated to attract all users of the transport system.

Access to the stations will be interwoven with the surrounding urban fabric, creating very strong and very visual connections between the surface and underground. They will be built on the same architectural principle:

- a first level for the ticket hall,
- a second mezzanine level above the tracks allowing passengers to choose their destination and walk to the platform for their destination (no long corridors for connections as in an underground train network).
- A third and last level with the platforms to board the trams.
- Access to stations is lit by shafts of natural light.
- Daylight can reach right down to the centre of all stations.
- The longitudinal partitions are stone-clad.
- Lifts serve all levels from the street for people with reduced mobility and parents with pushchairs.
- Controlled access to underground stations will allow effective control of fraud and the presence of surveillance cameras will guarantee passenger safety.

4 Information at the Heart of the Project

At the request of the Mayor of Nice and President of the Métropole Nice Côte d'Azur, a local communication system has been introduced specifically to accompany the implementation of the West-East tramway line project.

An elected member of the Métropole has been given specific responsibility for relations with neighbouring residents, inhabitants and shopkeepers. This system is characterised by the following, including:

- the creation of a team of "Infotram" agents to communicate with residents living near the construction sites,
- the opening of Infotram points at the centre of work sectors. Three points are already open in the underground work sectors.
- consultation-hours held every week by the elected member to receive members of the public at the different Infotram points,
- the regular organisation of meetings to inform shopkeepers and residents in the neighbourhood of the construction sites about the project and the different phases of work.
- Tools specially intended for local communication have been put in place :
 - An allotram ['hello tram'] telephone number
 - An email address
- In addition, an ad hoc website "tramway.nice.fr" provides information about the project and allows users to track

du projet tel qu'il figure dans le dossier d'enquête publique 639,9 M€ HT (758,7 M€ TTC) valeur décembre 2009 majoré de 10,1 M€ HT (12 M€ TTC) correspondant au surcoût de l'arrivée du tramway sur le quai Cassini et l'ajout d'une station supplémentaire dans le secteur de la Californie, conformément aux réserves et recommandations de la commission d'enquête.

Le projet bénéficie de près de 190,8 M€ de subventions :

- État: 52,8 M€,
- Conseil Général des Alpes Maritimes: 50 M€,
- Région Provence-Alpes-Côte d'Azur: 35 M€ dont 9M€ en attente de confirmation,
- Europe (Feder): 3 M€,
- Ville de Nice: 50 M€ sous forme de fonds de concours à la Métropole Nice Côte d'Azur (délibération du Conseil Municipal du 13.06.2014).

Par ailleurs, la SACA (Société Aéroportuaire de la Côte d'Azur) s'est engagée à prendre en charge des travaux pour un montant compris entre 10,2 et 12,6 M€. La Banque Européenne d'Investissement et la Métropole Nice Côte d'Azur ont signé le 21 novembre 2014 un contrat de financement de 250 millions d'euros pour la réalisation de la ligne Ouest-Est de tramway. La Caisse des Dépôts et Consignations s'est également engagée à participer au financement de cette opération à hauteur de 250 millions d'euros.

6 Calendrier de mise en œuvre

- Juillet 2010: attribution du marché de maîtrise d'œuvre pour les nouvelles lignes de tramway

the work directly by viewing weekly plans and an interactive map.

5 Project Funding

The total cost of the operation is € 650 m. net (€ 770.7 m. including tax) as of December 2009. This cost corresponds to the cost of the project as it appears in the public inquiry dossier € 639.9 m. net (€ 758.7 m. including tax) as of December 2009 plus € 10.1 m. net (€ 12 m. including tax) for the extra cost of extending the tramline to the Quai Cassini and the addition of another station in the Californie sector in accordance with the conditions and recommendations of the inquiry commission.

The project benefits from nearly € 190.8 m. in subsidies:

- Government: € 52.8 m.,
- General Council of Alpes Maritimes: € 50 m.,
- Provence-Alpes-Côte d'Azur Region: € 35 m. of which € 9 m. is pending confirmation,
- Europe (ERDF): € 3 m.,
- Nice City Council: € 50 m. in the form of competition funds to the Métropole Nice Côte d'Azur (decision of the Municipal Council on 13/06/2014).

In addition, the SACA (Société Aéroportuaire de la Côte d'Azur) has undertaken to contribute between € 10.2 m. and € 12.6 m. to the works. The European Investment Bank and the Métropole Nice Côte d'Azur signed a financing contract for 250 million Euros on 21 November 2014 to build the West-East tramline. The Caisse des Dépôts et Consignations also pledged to participate in the financing of this operation with 250 million euros.



6 Future station terminus « quai Cassini »
Future terminus station at Quai Cassini

Quelle/credit: ENODO

- Décembre 2011/Janvier 2012: enquête publique de la ligne Ouest-Est de tramway
- Juin 2012: obtention de la Déclaration d'Utilité Publique (DUP)
- Octobre 2013: début des travaux à l'Est rue Ségurane (diagnostics archéologiques et déviations des réseaux) et à l'Ouest au MIN pour la réalisation du pont-rail Saint-Augustin/Aéroport (démolition de bâtiments et déviations des réseaux)
- Novembre 2013: attribution du marché de Génie civil de la construction du tunnel et des stations au Groupement Thaumasia, conduit par Bouygues, à l'issue d'une procédure de marché public
- Février 2014: signature du marché avec le groupement Thaumasia
- Avril 2014: démarrage des travaux préparatoires de génie civil des stations
- Septembre 2014: creusement du puits d'entrée du tunnel, rue Ségurane
- Début 2015: attribution du marché de maîtrise d'œuvre et d'études pour la réalisation du centre de maintenance Nikaïa (CADAM) au groupement Brochet-Lajus-Pueyo
- Avril 2015: démarrage du génie civil de la station Durandy
- Septembre 2015: démarrage du génie civil de la station Garibaldi
- Décembre 2015: début d'assemblage du tunnelier dans le puits d'entrée
- Fin 2015: démarrage du génie civil des stations Jean Médecin et Victor Hugo et fin des travaux du Pont-Rail Saint Augustin
- Avril 2016: début du creusement du tunnel par le tunnelier
- 2015/2017: section en surface – travaux d'aménagements, construction du centre de maintenance (près stade Charles Erhmann)
- 2018: mise en service de la ligne Ouest-Est.

7 Impact sur le bâti existant

7.1 Contexte géologique

Le projet du tramway ligne de Nice se situe d'Est en Ouest dans la plaine alluviale du Paillon, puis de celle de Nice – Magnan et enfin celle du Var inférieur. Ces plaines ont été creusées dans des formations sédimentaires variées (poudingues, marnes, sables, calcaires, dolomies et marno-calcaires) d'âge Plio-Quaternaire, Jurassique supérieur et Crétacé, puis comblées par des formations alluvionnaires d'origine fluviale et marine.

La campagne géotechnique réalisée en phase projet a confirmé la succession litho-stratigraphique très hétérogène et diversifiée comme on peut le visualiser sur le profil en long géotechnique.

Sur l'ensemble du profil, les alluvions ou terrains superficiels se décomposent en faciès géotechniques suivants :

- Argiles et argiles sableuses (couche I).
- Sables limoneux-argileux et sable avec galets (couche II).

6 Implementation Schedule

- July 2010: award of the project management contract for the new tramlines
- December 2011/January 2012: public inquiry for the West-East tramline
- June 2012: procurement by the Declaration of Public Interest ('DUP')
- October 2013: commencement of works in the East at rue Ségurane (archaeological analyses and network diversions) and in the West at the MIN [wholesale market] to build the Saint-Augustin/Airport rail bridge (demolition of buildings and network diversions)
- November 2013: award of the Civil Engineering contract to build the tunnel and stations to the Thaumasia consortium, led by Bouygues, following a public tendering procedure
- February 2014: signature of the contract with the Thaumasia consortium
- April 2014: start of preparatory civil engineering works for stations
- September 2014: excavation of tunnel entrance shafts, rue Ségurane
- Start of 2015: award of the project management and studies contract to build the Nikaïa maintenance centre (CADAM) to the Brochet-Lajus-Pueyo consortium
- April 2015: start of civil engineering for Durandy station
- September 2015: start of civil engineering for Garibaldi station
- December 2015: start of assembly of tunnel boring machine in the launching shaft
- End of 2015: start of civil engineering for Jean Médecin and Victor Hugo stations and end of Saint Augustin rail ridge works
- April 2016: start of tunnel excavation by the tunnelling boring machine
- 2015/2017: surface section – development works, building of maintenance centre (near Charles Erhmann stadium)
- 2018: opening of the West-East line.

7 Impact on existing Buildings

7.1 Geological Context

The Nice tramline project is located from East to West in the alluvial plain of Paillon, then in that of Nice – Magnan and finally that of the lower Var. These plains were hollowed out of various sedimentary formations (pudding stones, marl, sand, limestone, dolomites and marl-limestone) from the Plio-Quaternary, Upper Jurassic and Cretaceous periods, then filled with river and sea alluvial formations.

The geotechnical campaign conducted during the project phase confirmed the very heterogeneous and diversified lithostratigraphic sequence as can be seen in the geotechnical longitudinal section.

Over the entire section, the alluvium or surface ground can be separated into the following geotechnical facies:

Longueur de la ligne commerciale et stations Length of the commercial line and stations	11,3 km dont 3,2 km en tunnel et 20 stations dont 4 stations souterraines 11.3 km of which 3.2 km of tunnel and 20 stations of which 4 underground
Cout HT valeur 2009 Cost exclusive of tax at 2009	650 M€HT € 650 M excluding tax
Fréquence en heure de pointe Frequency at peak time	4 mn (3 mn à terme) 4 mins (3 mins in future)
Vitesse commerciale moyenne Average commercial speed	21 km/h (19 km/h en surface – 25 km/h en souterrain) 21 km/h (19 km/h above ground – 25 km/h underground)
Matériel roulant Rolling stock	19 rames; Tramway sur fer longueur = 44 m- largeur = 2,65 m 19 tram cars; Tram on tracks length = 44 m – width = 2.65 m
Dépôt Depot	Commun avec celui de la future ligne de la plaine du Var (T3) à l'ouest du stade Ch. Ehrmann Shared with that of the future Plaine du Var line (T3) to the west of Ch. Ehrmann stadium
Parcs relais Park and rides	4 P+R offrant 1250 places un 5e de 300 places max à Carras en projet suite à l'enquête publique 4 P+Rs providing 1,250 spaces A 5 th planned at Carras with max 300 spaces following public inquiry
Connexion ave la ligne 1 Connection with line 1	2 (Stations « Jean Médecin » et « Garibaldi ») 2 ("Jean Médecin" and "Garibaldi" stations)
Population-emploi-scolaires desservis Population- employment -schools served	210.000 (260 000 pour les 2 lignes de tramway soit 2/3 de la population de Nice) 210,000 (260,000 for the 2 tramway lines, that is 2/3 of Nice's population)
Trafic journalier (en voyageurs/jour) attendu l'année de mise en service (jour ouvrable moyen) Daily traffic (in passengers/day) expected in the year of opening (average working day)	105.000 passagers à la mise en service (140 000 à terme) 105,000 passengers on opening (140,000 eventually)
Fréquentation annuelle attendue en 2020 Annual number of users expected in 2020	31,5 millions de voyageurs en 2020 31.5 million passengers in 2020
Livraison Handover	mise en service fin 2018 opening at the end of 2018

Tableau 1 La ligne Ouest-Est en chiffres

Table 1 The West-East line in figures

- Argiles limoneuses et argiles sablo-graveleuses (couche III).
- Sable, graves et galets, parfois dans une matrice argileuse (couche IV).
- Argiles, silts ou sables à graviers, graves et blocs de calcaire (couche VI)

Les couches qui constituent le substratum rocheux sont:

- Marnes et gypse du Keuper (Couche X).
- Calcaire et brèches calcaires du Jurassique (couche XI).

7.2 Enjeux techniques

Outre les enjeux économiques et sociaux, l'enjeu technique de ce projet réside dans la réalisation du tunnel et des stations souterraines en impactant le moins possible les bâtiments existants. D'un point de vue technique le choix s'est porté sur l'utilisation d'un tunnelier à pression de boue, qui présente les avantages suivants:

- Clays and sandy clays (stratum I).
- Silty/argillaceous sand and sand with shingle (stratum II).
- Silty clays and sandy/gravelly clays (stratum III).
- Sand, gravel and shingle, sometimes in an argillaceous matrix (stratum IV).
- Gravelly sand, clays or silts, gravel and blocks of limestone (stratum VI)

The strata comprising the rocky substratum are:

- Keuper marl and gypsum (Stratum X).
- Jurassic limestone and calcareous breccia (stratum XI).

7.2 Technical Challenges

In addition to the economic and social challenges, the technical challenge of this project lies in constructing the tunnel and underground stations with as little impact as possible on existing buildings. From a technical point of view, the

- Stabilisation de l'excavation sous nappe avec des terrains de forte perméabilité,
- Maîtrise des pressions de confinement et gestion plus aisée de celles-ci même à pression élevée, permettant de limiter les tassements sous bâti et voirie

Dans le même but de limitation des tassements, l'injection du mortier de bourrage du vide annulaire sera réalisée en continu pendant l'avancement avec un contrôle des volumes et des pressions de mortier injecté.

Concernant le bâti affecté par le projet, les recommandations AFTES ont été suivies. A 25 m de part et d'autre du tracé du tunnel, une zone d'influence géotechnique a été délimitée, comprenant plus de 300 bâtiments. Il a donc été primordial de prévoir un diagnostic du bâti préalable afin de déterminer l'impact des travaux sur ceux-ci et prévoir des confortements si besoin.

7.3 Objet des recommandations de l'AFTES

Dans la publication « Recommandations de l'AFTES – Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain », l'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain fournit un document explicitant les phénomènes d'interaction sol-structure mis en jeu lors du creusement en souterrain et ayant pour but de trouver un moyen d'apprécier les phénomènes liés au creusement, de les prévenir et d'y remédier. L'évaluation de l'impact des tassements liés à la construction d'ouvrages souterrains sur un ouvrage existant se fait en 6 étapes :

- Reconnaissance du bâti existant avant travaux et classification typologique
- Choix des critères de dommages : ϵ critique au-delà duquel un confortement sera nécessaire
- Fixation des seuils de déplacements admissibles (variable selon le projet)
- Calcul des tassements induits par les travaux souterrains grâce à un modèle
- Détermination des déformations des constructions grâce à la relation liant ϵ critique à B (pente moyenne de la cuvette de tassement)
- Classification des constructions existantes selon les classes de dommage définies et les ϵ critique trouvés.

Afin de mesurer l'impact du passage du tunnelier sur le bâti existant, une analyse de type AFTES sur la vulnérabilité aux tassements des bâtiments existants a été menée :

- à partir de l'état initial diagnostiqué par le bureau d'étude SOCOTEC (ϵ initial),
- et de l'évaluation du degré d'endommagement dus aux travaux sur le bâti (ϵ travaux).

7.4 Diagnostic et analyse de vulnérabilité du bâti

Le diagnostic du bâti caractérise la vulnérabilité intrinsèque de chaque bâtiment, c'est-à-dire sa capacité à subir, dans l'absolu, un phénomène de tassement. Le bureau d'étude SOCOTEC a été missionné pour évaluer la sensibilité de l'en-

choice was made to use a slurry TBM since it offers the following advantages:

- Stabilisation of the excavation below the water table in highly permeable ground,
- Control of support pressure and easier management even at high pressure, making it possible to limit settlement under buildings and road infrastructure

As part of the aim of limiting settlement, filling mortar will be injected into the annular space on a continuous basis as work advances and the volumes and pressure of the mortar will be monitored.

AFTES recommendations were followed in respect of the buildings affected by the project. An area of geotechnical influence was delineated 25 m either side of the tunnel route, affecting more than 300 buildings. It was essential to provide a survey of initial building conditions in order to determine the impact of the work on the buildings and plan reinforcement measures if necessary.

7.3 Aim of AFTES Recommendations

In the publication "AFTES Recommendations – Settlement linked to the excavation of underground structures", the "Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain" provides a document explaining the interaction between ground and structure introduced during underground excavation with the aim of evaluating the phenomena linked to excavation in order to prevent them and remedy the situation. The impact of settlement linked to the construction of underground structures on an existing structure is evaluated in six stages:

- Identification of the buildings existing before the work and typological classification
- Choice of damage criteria: ϵ critical beyond which a reinforcement will be necessary
- Establishment of permissible movement thresholds (variable according to the project)
- Calculation of settlements induced by underground works using a model
- Determination of construction deformation resulting from the relationship linking ϵ critical to ϵ (average gradient of the settlement trough)
- Classification of the existing structures according to the damage categories defined and the ϵ critical found.

In order to measure the impact of the passing of the TBM on existing buildings, an analysis according to AFTES was carried out on the vulnerability to settlement of existing buildings:

- based on the initial condition surveyed by the SOCOTEC design office (ϵ initial),
- and the evaluation of the degree of damage to buildings due to the work (ϵ work).

7.4 Diagnosis and Analysis of the Vulnerability of Buildings

The diagnosis of the buildings distinguishes the intrinsic vulnerability of each building, that is, its capacity to suffer

semble des constructions existantes situées dans la Zone d’Influence Géotechnique de notre projet. A ce titre, 278 bâtiments appartenant à cette ZIG ont pu être diagnostiqués. Chacun des bâtiments fait l’objet d’un rapport de visite dans lequel sont notés les critères permettant de mesurer l’indice de vulnérabilité. Ces critères sont les suivants :

- Type d’infrastructure en dessous le TN
- Type de superstructure (éléments verticaux et éléments horizontaux)
- Caractéristiques particulières (murs rideaux, grandes baies, revêtement agrafé, verrière ...)
- Travaux structurel ayant été réalisés
- Importance du bâti

Ces critères sont notés et aboutissent sur la notation de l’indice de vulnérabilité, compris entre 0 et 275. La déformation critique initiale d’un bâtiment, comprise entre 0 et 5 ‰ découle directement de l’indice de vulnérabilité par la formule : $\epsilon_{initial} = \text{indice de vulnérabilité} / (100 * 275) * 5$.

7.5 Analyse de l’impact travaux

Pour le calcul des déformations critiques induites par les travaux (ϵ travaux), une modélisation des tassements en phase de creusement du tunnel a été faite sur la base d’un modèle à élément finis en 2 D avec le logiciel Plaxis. Cette étude des tassements en surface engendrés par le creusement du tunnel est faite par itération en respectant les données suivantes :

- Pression de confinement suffisante pour garantir la stabilité du front du tunnel avec un maximum atteint sur ce projet de 5 bars
- Tassement absolu sous bâti inférieur à 10 mm
- Tassement différentiel sous bâti inférieur à 0.2 ‰ pour les bâtiments fondés superficiellement et à 0.15 ‰ pour ceux fondés sur pieux
- Tassement absolu sous voirie inférieur à 15 mm.
- Des coupes de calcul ont été faites au droit de chaque station et pour 17 coupes en inter-stations. Ces coupes ont été implantées le long du tracé sur des bâtiments ou ouvrages particuliers. Les principaux paramètres de sélection des coupes sont :
- L’épaisseur de la couverture de terrain au dessus de la voûte du tunnel,
- Type de terrain et paramètres géotechniques associés,
- Conditions géologiques rencontrées au front : front mixte ou non,

a settlement in absolute terms. The SOCOTEC design office was tasked with evaluating the sensitivity of all the existing structures located in the area of geographical influence (AGI) on the project. 278 buildings were categorised as belonging to the AGI. Each building is the object of a site report, in which the criteria enabling the vulnerability index to be measured can be noted. These criteria are as follows:

- Type of infrastructure below the natural ground
- Type of superstructure (vertical and horizontal elements)
- Particular characteristics (curtain walls, large windows, stapled cladding and glass wall/roof etc.)
- Structural works carried out
- Size of the building

These criteria are noted and finally a vulnerability index is calculated ranging from 0 to 275. The initial critical deformation of a building, between 0 and 5 ‰, results directly from the vulnerability index using the formula: $\epsilon_{initial} = \text{vulnerability index} / (100 * 275) * 5$.

7.5 Analysis of the Impact of the Work

In order to calculate the critical deformation induced by the work (ϵ work), a model of the settlements during the tunnel boring phase was made on the basis of a model with finished elements in 2 D using Plaxis software. This surface settlement study for the excavation of the tunnel is carried out by iteration using the following data:

- Sufficient support pressure to guarantee the stability of the tunnel face with a maximum of 5 bar for this project
- Absolute settlement under buildings of less than 10 mm
- Differential settlement under the buildings of less than 0.2 ‰ for buildings built on the surface and 0.15 ‰ for those built on piles
- Absolute settlement under the road system of less than 15 mm.

Calculation sections were established perpendicular to each station and for 17 inter-station sections. Sections were established along the route in respect of particular structures or buildings. The main parameters for selecting the sections are:

- depth of ground cover above the tunnel arch,
- type of ground and associated geotechnical parameters,
- geological conditions found at the face: mixed face or otherwise,
- hydrogeological conditions,

Bâtiment Building	Faible élancement (H ≤ L) Low slenderness (H ≤ L)	Fort élancement (H > L) High slenderness (H > L)
Zone de Compression (Cuvette Concave) Compression Area (Concave Trough)	$\epsilon_{traveaux} = 1/3 \beta_{moy}$ $\epsilon_{work} = 1/3 \beta_{av}$	$\epsilon_{traveaux} = 1/2 \beta_{moy}$ $\epsilon_{work} = 1/2 \beta_{av}$
Zone d’Extension (Cuvette Convexe) Extension Area (Convex Trough)	$\epsilon_{traveaux} = \beta_{moy}$ $\epsilon_{work} = \beta_{av}$	$\epsilon_{traveaux} = 2/3 \beta_{moy}$ $\epsilon_{work} = 2/3 \beta_{av}$

Tableau 2 Relation entre l’extension critique et l’endommagement
Table 2 Relationship between critical extension and damage

- Conditions hydrogéologiques,
- Chargements en surface: type de structures, nombre de niveaux des bâtis, type de fondations,
- Structures enterrées: fondations de type parois moulées, ouvrages souterrains
- Position relative des charges en surface: charges appliquées symétriquement ou non par rapport à l'axe du tracé, juste au-dessus ou en périphérie du tunnel.

Les modélisations donnent les courbes de tassement sur chacune des 17 coupes étudiées. Ensuite, les bâtiments situés dans l'emprise de la ZIG sont repérés et dessinés au dessus des courbes de tassement, afin de mesurer les tassements minimum et maximum sous chaque bâti. Au final, la valeur du tassement limite de 10 mm a bien été respectée sous bâti.

L'ε travaux dépend ensuite de la pente moyenne de la cuvette Bmoy, qui se calcule par la formule $\beta_{moy} = (S_D - S_d) / (D - d)$ où D: distance de l'axe du tunnel à la façade la plus éloignée du bâtiment, d: distance de l'axe du tunnel à la façade la plus proche du bâtiment, S_D : tassement à la distance D sous le bâtiment, S_d : tassement à la distance d sous le bâtiment.

7.6 Classes de dommage finales

La classe de dommage finale est obtenue à partir de l'ε critique final de la construction, qui est la somme de l'état de dégradation initial εinitial et de l'état de dégradation après la phase des travaux εtravaux ($\epsilon_{critique} = \epsilon_{initial} + \epsilon_{travaux}$).

Les bâtiments sont classés selon leur état de dégradation finale selon le tableau de classification suivant (Tableau 3):

- surface loads: types of structures, number of building levels, types of foundations,
- buried structures: diaphragm wall type foundations, underground structures
- relative position of the surface loads: loads applied symmetrically or otherwise in relation to the axis of the route, just above or at the periphery of the tunnel.

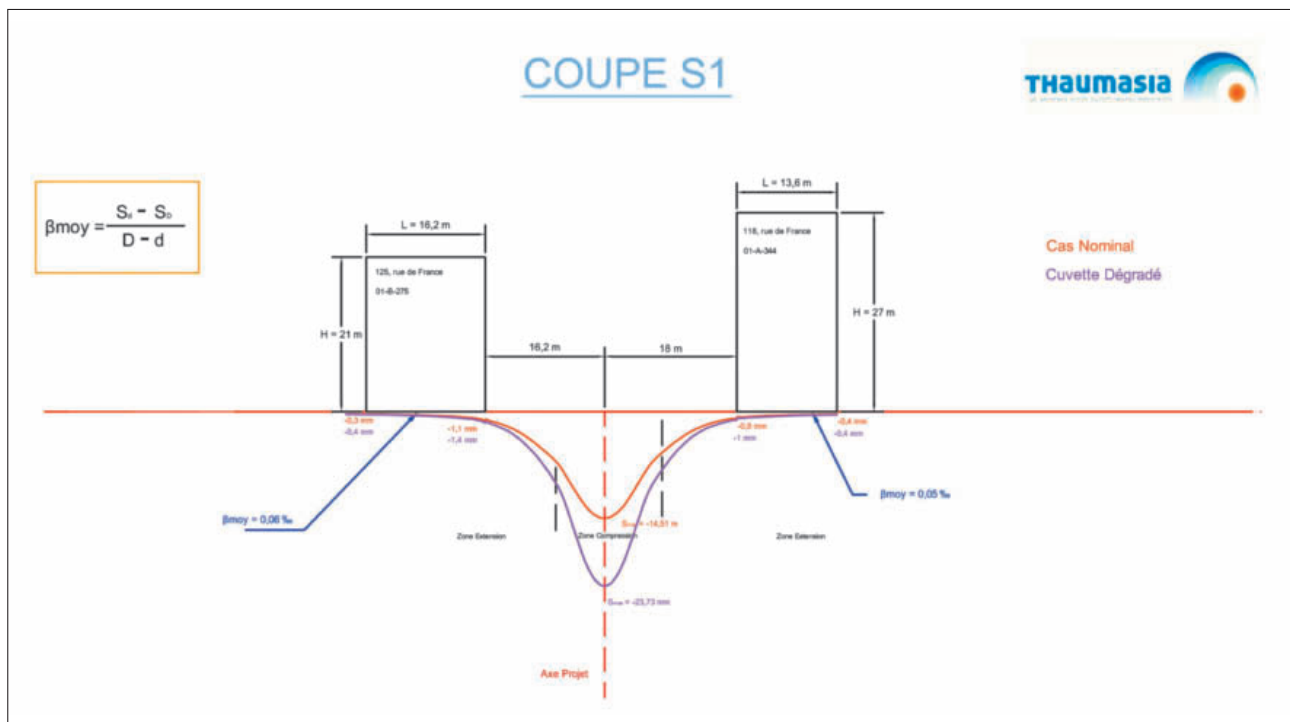
Modelling provides settlement curves for each of the 17 sections studied. Next, the buildings located in the AGI are marked and drawn above the settlement curves in order to measure the minimum and maximum settlements under each building. Finally, the limit settlement value of 10 mm was carefully respected beneath the buildings.

The ε work depends then on the average gradient of the trough Bmoy, which is calculated using the formula $\beta_{av} = (S_D - S_d) / (D - d)$ in which D: distance of the axis of the tunnel to the furthest façade of the building, d: distance of the axis of the tunnel to the closest façade of the building, S_D : settlement at distance D beneath the building, S_d : settlement at distance d beneath the building.

7.6 Final Damage Categories

The final damage category is obtained from the εcritical final of the construction, which is the sum of the initial damage condition εinitial and the damage situation after the works phase εwork ($\epsilon_{critical} = \epsilon_{initial} + \epsilon_{work}$).

Buildings are categorised according to their final damage condition according to the classification table (Table 3):



7 Coupe représentant les bâtiments existants au dessus de la cuvette de tassement calculée
Section representing the existing buildings above the calculated piling basin

Classe dommage finale Final damage category	Domage – fissuration Damage – cracking	ϵ crit final ϵ crit final
0	Négligeables – Microfissures Insignificant – Microcracks	$0 < \epsilon < 0,5$ $0 < \epsilon < 0.5$
1	Très légers – Esthétiques Very slight – Aesthetic	$0,5 < \epsilon < 0,75$ $0.5 < \epsilon < 0.75$
2	Légers – Esthétiques, à traiter Slight – Aesthetic, to be treated	$0,75 < \epsilon < 1,5$ $0.75 < \epsilon < 1.5$
3	Modérés – Fonctionnels Moderate – Functional	$1,5 < \epsilon < 3$ $1.5 < \epsilon < 3$
4	Sérieux – Structurels Serious – Structural	$3 < \epsilon < 4$ $3 < \epsilon < 4$
5	Très sérieux – Structurels Very serious – Structural	$\epsilon > 4$ $\epsilon > 4$

Tableau 3 Tableau de classe de dommage finale

Table 3 Final damage category table

Un bâtiment dont l'écritique finale sera supérieur à 3 aura une classe de dommage finale égale ou supérieure à 4, ce qui nécessitera une étude de renforcement éventuel général ou localisé. Finalement les études ont permis d'identifier seulement 3 bâtiments avec une classe de dommage finale supérieure à 4. Sur chacun de ces bâtiments une étude est en cours pour déterminer les travaux de confortements nécessaires. La méthode retenue a donc permis une analyse exhaustive de l'impact de la construction d'un tunnel en milieu urbain.

8 Conclusion

Le suivi du bâti existant est un enjeu majeur, c'est pourquoi la méthode AFTES a été mise en place.

En définitive, grâce :

- au seuil de tassement définit (10 mm),
- aux méthodologies de construction envisagées (tunnelier à pression de boue),
- aux visites préalables du bâti existant (rapport de visite SOCOTEC)
- et aux prescriptions de la méthode AFTES.

Il nous a été possible d'évaluer la criticité des bâtiments et de prévoir avec précision lesquels nécessiteront un confortement.

A building whose ϵ critical final is more than 3 will have a final damage category equal to or more than 4, which will require a possible general or localised reinforcement study. The studies finally made it possible to identify just 3 buildings with a final damage category of more than 4. On each of these buildings, a study is in progress to determine the necessary reinforcement works. Therefore the method enabled an exhaustive analysis of the impact of constructing a tunnel in an urban environment.

8 Conclusion

Monitoring existing buildings is a major challenge, which is why the AFTES method was put in place.

Finally, as a result of:

- the defined settlement threshold (10 mm),
- the planned construction methods (slurry pressure tunneling machine),
- the preliminary inspections of the existing buildings (SOCOTEC inspection report)
- and the instructions in the AFTES method,

we were able to evaluate the criticality of the buildings and plan precisely which ones will require reinforcement.

Davor Simic, Head of Geotechnical Area Ferrovial-Agroman, Madrid/E; Ph. D. Professor UPM, Madrid/ES

Crossrail London

Experience of EPB Tunnelling in London Clay

Urban tunnelling projects inevitably involve risk associated with construction-induced ground movements and effects on overlying buildings and facilities. Projects impose stringent limits for permissible ground movements (sometimes measured as volume loss), and evaluate performance through careful monitoring at selected sections and structures along the tunnel alignment. In addition, tunnel contractors often evaluate and refine their control systems during construction in order to meet these critical design constraints. Measurements of surface and sub-surface ground movements at open-field sites provide essential data to evaluate the performance of different tunnel construction methods and develop more reliable methods of prediction. This paper describes the recent EPB construction of twin tunnels for Crossrail beneath Hyde Park, in which the performance of the two TBMs is analyzed through analytical and numerical solutions using parameters fitted to the field data. The success of such evaluation is shown by the good agreement found between model prediction and real settlement data.

1 Introduction

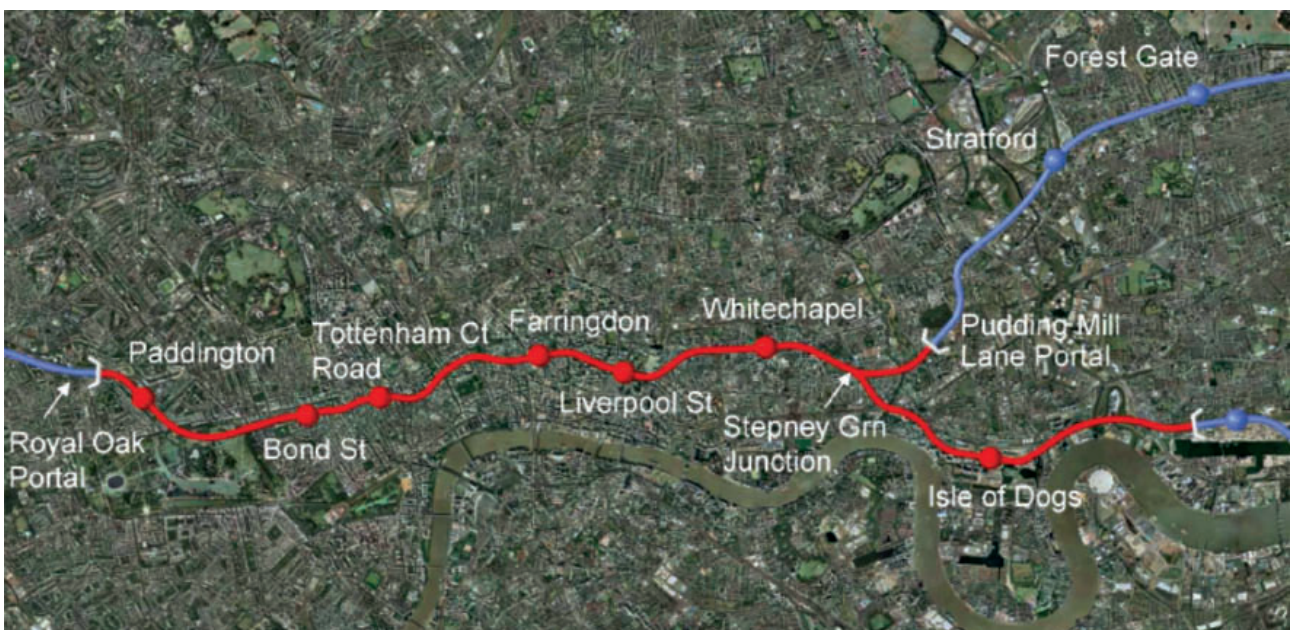
Crossrail Ltd (CRL) was established in 2001 to promote and develop vital links to meet the needs of people and businesses throughout the South East, and to ensure that London continues in its role as the Europe's leading financial and business centre.

It was a 50/50 joint venture company between Transport for London (TfL) and the Department for Transportation. On 5th December 2008 it became a fully owned subsidiary of TfL. CRL represents a real commitment to the development of new services to tackle the congestion and lack of capacity on the existing network. Crossrail will run 118 km from

Maidenhead and Heathrow in the west, through new twin-bore 21 km tunnels under central London to Shenfield and Abbey Wood in the east.

When Crossrail opens it will increase London's rail-based transport network capacity by 10 per cent. BFK, the JV of which Ferrovial-Agromán takes part was awarded two main Contracts valued in the region of £500 million, including (see Fig. 1):

C300: two 6.2 km tunnel drives between Royal Oak and Farringdon: Twin 7.1 m diameter tunnel drives from the Royal Oak construction site to Farringdon station.



1 Crossrail underground sections. Contract C300 runs from Royal Oak portal to Farringdon station

Crossrail London

EPB-Vortrieb im lehmigen Londoner Untergrund

Tunnelbauprojekte im städtischen Raum gehen stets mit durch die Bautätigkeit verursachten Erdbewegungen und entsprechenden Auswirkungen auf oberirdische Gebäude und Einrichtungen einher. Für die zulässigen Erdbewegungen gelten strenge Grenzwerte, deren Einhaltung durch gründliche Kontrollen an bestimmten Abschnitten und Baukörpern an der Streckenführung überprüft wird. In der Bauphase überprüfen und optimieren die beteiligten Unternehmen häufig ihre Kontrollsysteme, um sicherzustellen, dass diese kritischen Anforderungen erfüllt werden. Die Messung von ober- und unterirdischen Erdbewegungen bei Baustellen im freien Feld liefert wichtige Daten zur Bewertung unterschiedlicher Tunnelbauverfahren und zur Entwicklung zuverlässigerer Prognosekonzepte. Der Vortrag beschreibt die Erstellung von Zwillingstunnelröhren für Crossrail unter dem Hyde Park mit Erd-druck-Tunnelbohrmaschinen (TBM) und untersucht die Leistung der beiden TBM durch analytische und numerische Lösungen. Die verwendeten Parameter wurden an die Felddaten angepasst. Die Prognosen des Modells deckten sich weitgehend mit den tatsächlichen Setzungsdaten.

Crossrail Londres

Excavation par tunnelier à pression de terre dans les entrailles argileuses de Londres

Les projets de construction de tunnels en milieu urbain s'accompagnent toujours de mouvements de terre causés par l'activité de construction et des répercussions qui s'ensuivent sur les bâtiments et équipements en surface. Les mouvements de terre admis sont soumis à des limites strictes, dont on vérifie le respect par des contrôles minutieux sur certains tronçons et corps de bâtiments se trouvant sur le tracé. Durant la phase de construction, les entreprises impliquées inspectent et améliorent fréquemment leurs systèmes de contrôle pour s'assurer que ces exigences critiques sont remplies. La mesure des mouvements de terre en surface et sous terre dans les chantiers à ciel ouvert fournit des données importantes pour l'évaluation de différentes méthodes de construction des tunnels et pour développer des concepts de prévision plus fiables. L'exposé décrit la construction d'un tunnel à deux tubes parallèles avec des tunneliers à pression de terre pour le projet Crossrail passant sous le Hyde Park et étudie la performance des deux tunneliers au moyen de solutions analytiques et numériques. Les paramètres utilisés ont été adaptés aux données de terrain. Les prévisions du modèle coïncident largement avec les données réelles de tassement.

Crossrail Londres

Esperienza di scavo meccanizzato con materiale di scavo mantenuto in pressione al fronte (EPB) nel terreno argilloso del sottosuolo londinese

I progetti di costruzione di gallerie in ambito urbano si accompagnano inevitabilmente a rischi associati a movimenti di subsidenza indotti dall'attività edilizia con effetti sulle costruzioni e sulle strutture di superficie. Per quanto riguarda i cedimenti, i valori limite ammessi sono molto rigidi e la loro osservanza viene fatta rispettare da severi controlli in alcuni particolari segmenti e su impianti lungo il suo tracciato. Durante la costruzione le ditte coinvolte ottimizzano e verificano spesso i loro sistemi di controllo per stabilire che questi siano in grado di rispondere a tutte le severe richieste. La misurazione dei movimenti di subsidenza in superficie e nel sottosuolo dei cantieri in campo aperto, fornisce dati importanti per valutare i diversi metodi di costruzione di gallerie e per sviluppare concetti di previsione affidabili. La relazione descrive la realizzazione di tubi di gallerie gemelle per la Crossrail sotto al Hyde Park con frese meccaniche (TBM) e analizza il rendimento delle due TBM tramite soluzioni analitiche e numeriche. I parametri usati sono stati adeguati ai dati di campagna. Le prognosi dei modelli hanno ampiamente eguagliato i dati di assestamento.

C410: construction of early access shafts and sprayed concrete lining (SCL) works for Bond Street and Tottenham Court Road station tunnels. SCL station tunnels, shafts and compensation grouting at Bond Street and Tottenham Court Road stations.

This paper will address the EPB construction works which started from Royal Oak portal, next to Paddington station, to Farringdon station with two EPB machines. The site locations for the EPB tunnelling works are:

- Royal Oak Portal (See Fig. 2), main site for TBM, spoil transported away by train.

- Bond Street Station – 5 grout shafts/SCL works at 2 sites
- Tottenham Court Road Station – 7 grout shafts/SCL works at 2 sites

2 Operational Control of the EPB Excavation

An integrated team and systems for monitoring ground movement have been provided during all tunnelling works. A particular strategy was devised to reduce the settlement impact by controlling the operational parameters of the EPB machines. As shown in Fig. 3, action was taken concerning

the cutting wheel, muck chamber, face pressure and jacking force.

Important operational parameters are:

- Face pressure
- Grout pressure and volume
- Propulsion Force of jacks and rate of advance
- Belt weights
- Cutter torque
- Foam injection quantities
- Belt scales
- EPB crown pressure

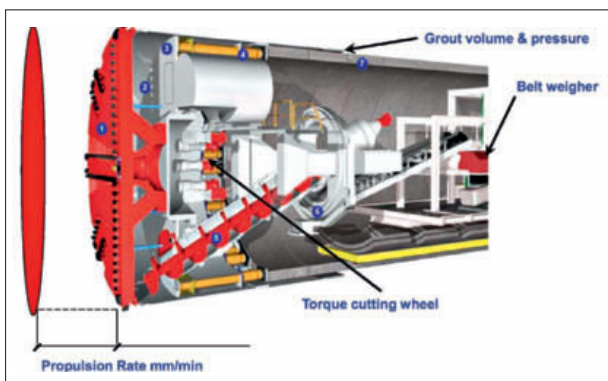
This integrated approach ensured confidence that ground movement could be accurately monitored and controlled. This is summarized in Fig. 4, where the specified and measured settlements are compared. The approach was successful since the measured volume losses were less than the specified values.

3 Instrumented Site – Hyde Park

Crossrail contract C300 involved construction of twin tunnels with an internal diameter of 6.2 m running from Royal Oak Portal eastwards to Farringdon Station. These were constructed using Earth Pressure Balance (EPB) tunnel boring machines (TBM) with a maximum cutting wheel diameter of



2 Royal Oak portal – main tunnel site



3 Strategies to reduce settlement by controlling TBM parameters:
1 Cutting wheel, 2 Muck chamber, 3 Face pressure, 4 Propulsion force of jacks, 5 Screw, 6 Erector, 7 Ring building

7.1 m and precast concrete lining segments 0.30 m thick, forming a 6.8 m external diameter lining. Tunnel-induced ground movement was carefully monitored as the tunnels advanced beneath Hyde Park. Surface settlement and lateral displacements were measured at several cross-sections using precise levelling points (PLPs) and prisms, while more extensive subsurface component deformation values (from extensometers and inclinometers) were obtained at one well-instrumented section. This paper focuses on the leading TBM (westbound tunnel) that passed beneath the instrumented section in January 2013. At this location tunnel centreline was at a depth $H = 33.6$ m below ground level and the machine was advancing at a rate of 3.5 m/h with an average face pressure, $p_f = 175$ kPa ($p_f/v_0 = 0.54$) and a grout pressure that decreased in the range $p_g = 170\text{--}90$ kPa across the instrumented section.

The stratigraphy at the instrumented section comprised 5 m of surficial sediments above the London Clay group. The underlying Lambeth group (Eocene sands and gravels 58 m bgl) is assumed to serve as a rigid base in the subsequent analyses. The groundwater table is located at the top of London clay.

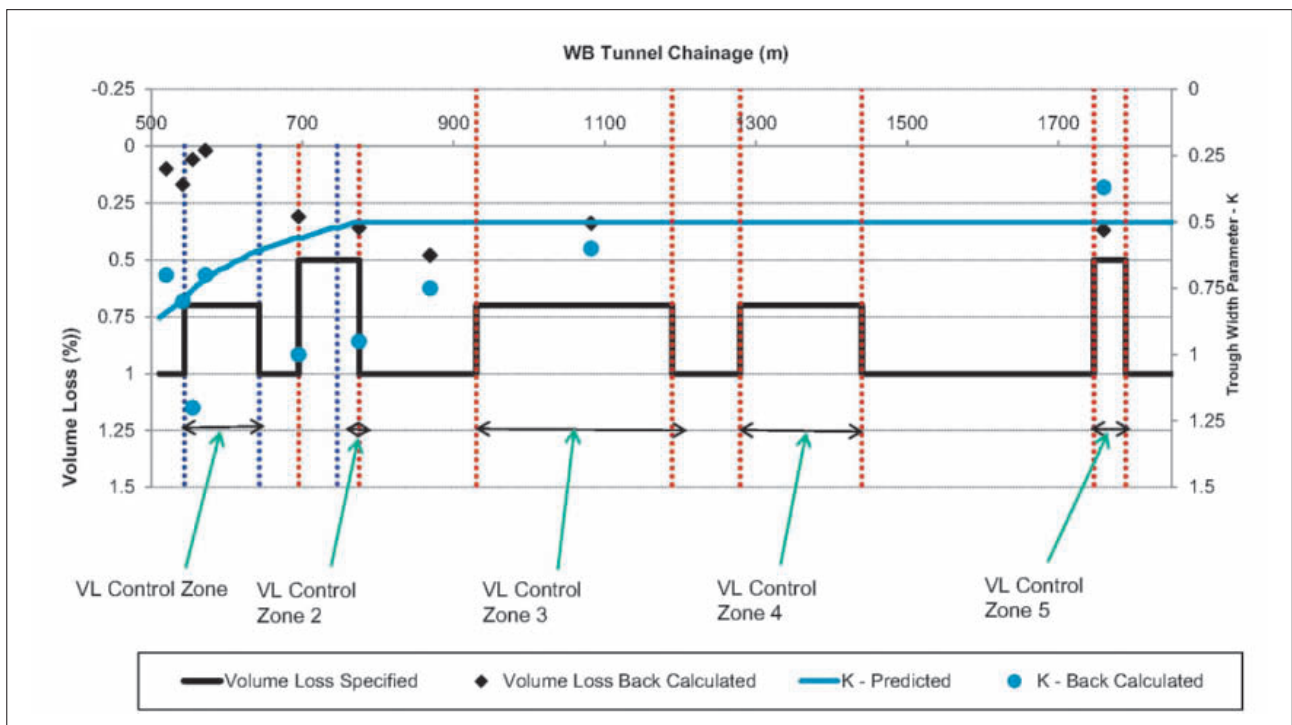
On-site measurements of tunnel-induced settlement (monitored by the Imperial College), obtained during the construction of the Crossrail westbound tunnel in the alignment stretch below Hyde Park are shown in Fig. 5. As can be seen, this is a typical greenfield situation.

The sections employed for the comparison between the real settlements measurements and the settlement results obtained with the numerical models to be described in the following paragraph are sections of surface monitoring points Y-Line and X-Line. Fig. 6 shows the transverse settlements trough registered during the construction of the westbound tunnel at section X-Line. Settlements were measured for different distances of the TBM head from the control section. Negative distances indicate that the TBM head has not yet reached the control section whereas positive distances indicate that the TBM head has already gone past the control section. The figure shows how settlement increases as the TBM advances towards the control section and goes past it.

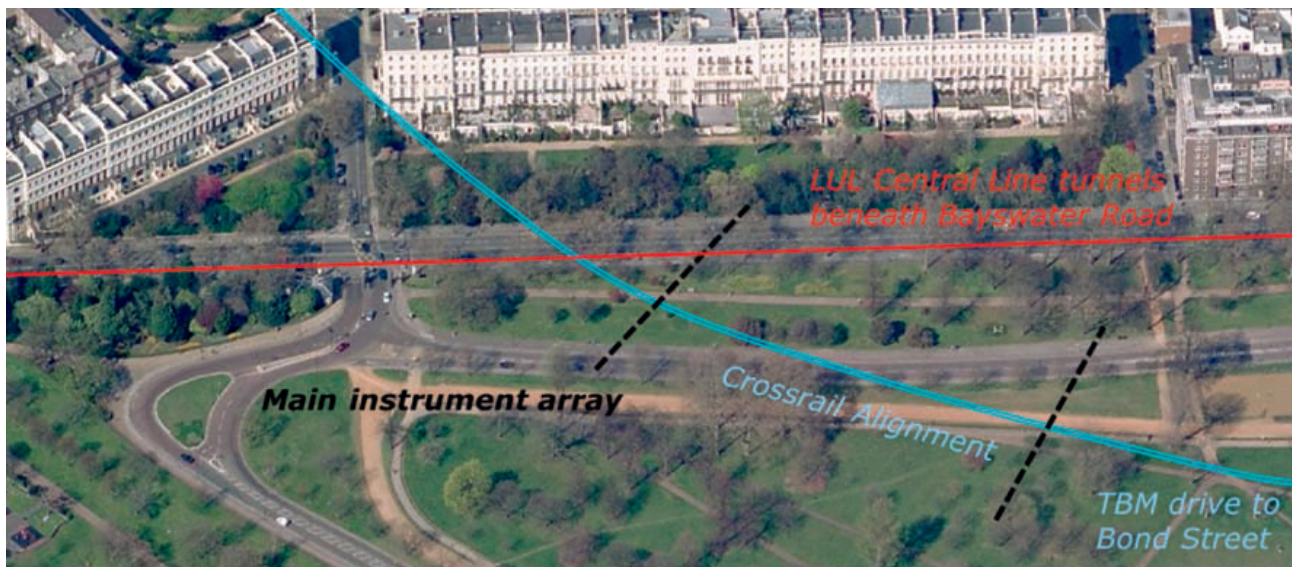
Settlements were registered at the tunnel centreline for different distances of the TBM head from the control sections. The graph shows how settlement increases as the TBM advances towards the control sections and passes it.

4 Description of the FLAC 3D Numerical Model

This paragraph presents a comparison between the results obtained from Plaxis 3D and FLAC 3D models using a standard Mohr-Coulomb model and those obtained with FLAC 3D models with a Small Strain constitutive model using an Upper and Lower Bound modulus decay curves. All the results are then compared with actual on-site measurements of tunneling-induced settlement registered during construction of the westbound Crossrail tunnel in the stretch below Hyde Park.



4 Volume losses measured during TBM 1 operation



5 Location of instrumented sections monitored in the Hyde Park area

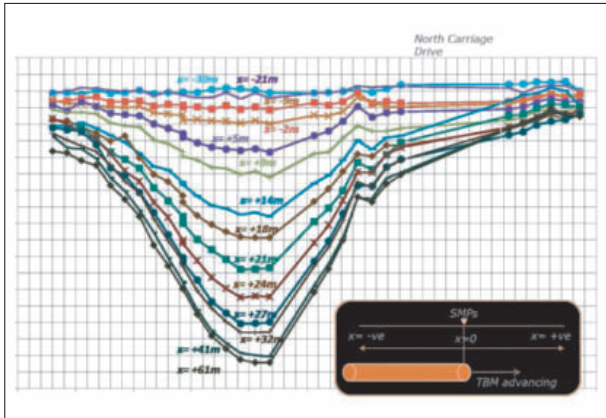
Comparison between actual measurements and results obtained from numerical models indicates that a better match to the real settlement troughs is obtained by using a small strain constitutive model.

According to Peck (1969), volume losses caused by tunnelling, VL, are usually interpreted empirically assuming a Gaussian distribution for the transversal surface settlement trough with the centreline settlement and inflection point x_i being fitted to measured data (e.g. Mair et al. 1993). For undrained construction of tunnels in low permeability clays, the displaced volume at the

ground surface, $V_s = VL$, is then equated with the volume loss.

The FLAC 3D model assumes symmetry and represents a half section of the circular tunnel. The model has a rigid boundary at the base (node displacements

blocked in all directions) and node displacements in the lateral boundaries are only blocked in the normal direction of the plane of the lateral boundary. The EPB machine is modelled introducing the accurate geometry of the cutting wheel, shield and lining ring.



6 Settlements measured due to construction of Westbound TBM (WB) in section X-line

The face pressure applied by the TBM head is modelled as a normal pressure applied against the face of the elements of the mesh that constitute the face of the tunnel. The face pressure distribution is trapezoidal, with a minimum value at the crown of 180 kN/m² increasing gradually towards the tunnel invert with a gradient of 15 kN/m² per m according to the following equation:

$$\sigma(z) = 180 + 15 \cdot z$$

where "z" is the vertical distance of a certain point of the tunnel face from the tunnel crown.

The analysis was performed in the following stages:

- 1) Initial Stage: Determination of the initial stress state of the various soil formations prior to tunnel excavation. Gravity loading is considered for vertical stresses and horizontal stresses are determined according to the earth pressure coefficient at rest (k_0) assigned to each soil type. The initial hydrostatic pore pressure distribution is also determined in this stage. After equilibrium is reached, displacements and plastic (yielded) zones are reset to zero.
- 2) Sequential excavation of the tunnel: The tunnel excavation is modelled in a total of 67 phases (stages) that are considered to excavate the 100 meter long tunnel ($100/1.5 \approx 67$).

The measured data was used to calibrate the various numerical models in order to accurately reproduce field data in the calculations. The analysis is beyond the scope of this paper and is only mentioned in Fig. 7.

This graph shows that all calculations overestimate settlement when the TBM head has not yet reached the control section or is at the control section ($x = 0$ m). Settlement predicted by the numerical models resemble those measured on site when the TBM has gone past the control sections (from $x \approx 25$ m onwards). The FLAC 3D model performed with the Small Strain constitutive model (Upper Bound) shows better agreement with the settlement troughs measured on site, especially for the final settlements.

The surface settlement, the horizontal displacement troughs and the volume loss (area enclosed by the settlement trough divided by the excavated area of the tunnel and expressed as a percentage) were determined for several cross-sections.

Fig. 8 shows a comparison of the settlements measured on site with the settlements obtained from the numerical models. For comparison with the transverse settlements troughs measured in section X-Line, the settlements obtained when the TBM head is at the control section (Phase 34) are compared with the settlements measured on site when the TBM head is 24 meters away from the control section. Finally, the settlements obtained when the TBM head is 49 m past the control section (Phase 67) are compared to the settlements measured on site in the X-line, as previously shown in Fig. 6.

5 Conclusions

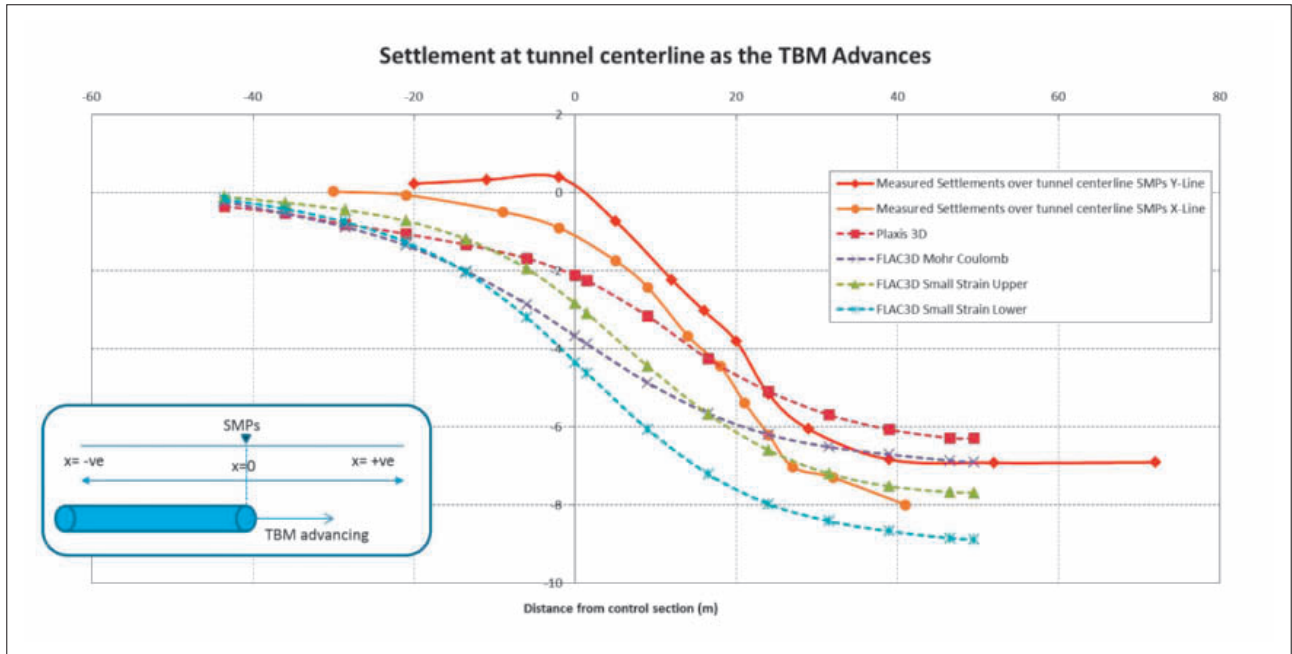
The construction of Crossrail C300 has provided an interesting insight into the performance of EPB TBM in London Clay. It has shown that a careful control of the different operational parameters of the machine, particularly the face pressure and the grout pressure, results in settlements being kept within very tight limits. The back-fitted numerical solutions have also shown excellent agreement with the measured close-to-face and far-field deformations and hence, provide important insight for evaluating the EPB performance using numerical predictions from comprehensive 3D finite difference models. There is an evident interest in such analysis for its application in future tunnelling works in London Clay.

The following conclusions can be derived from the preceding analysis:

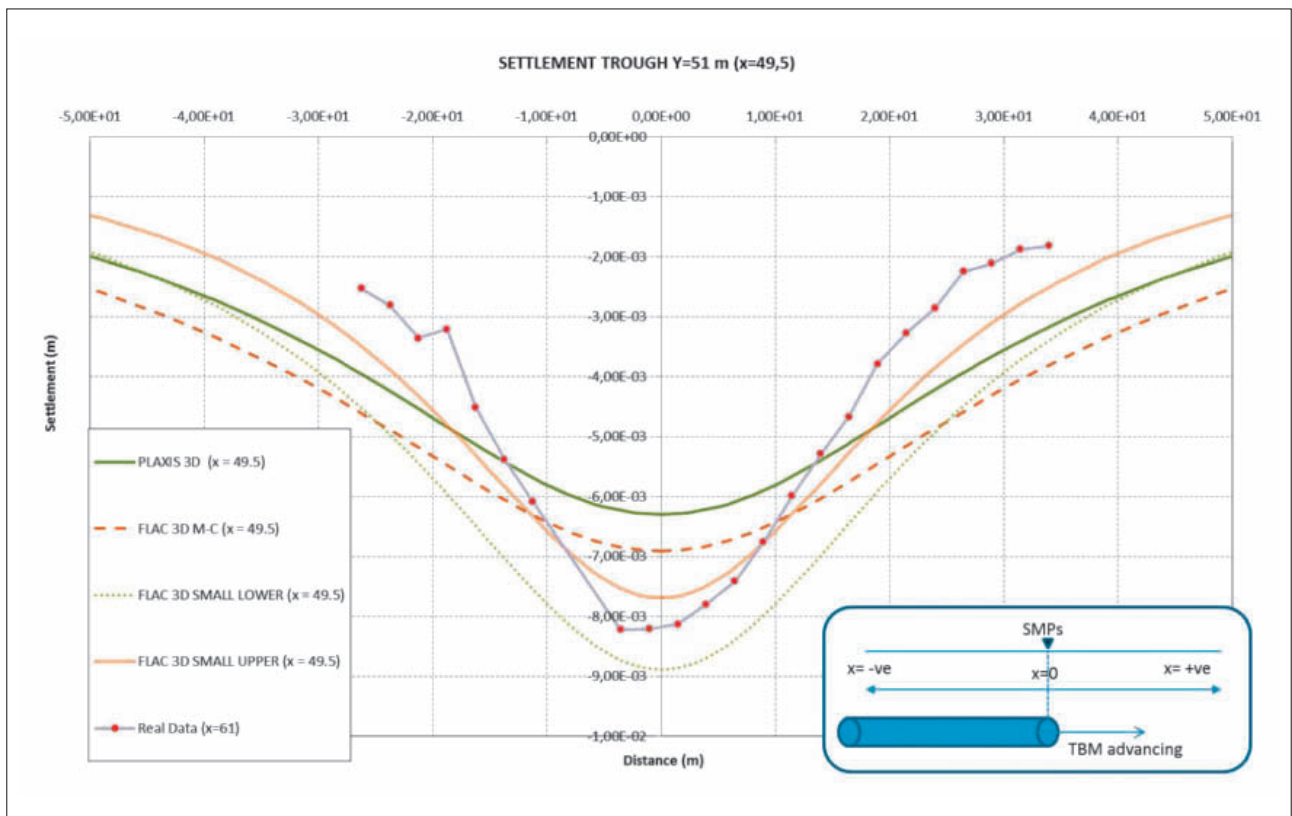
- 1) For Phase 34 ($x = 0$, TBM head at control section), all settlement troughs obtained with the different models differ significantly from the settlement trough measured on site. The settlement troughs that best fit are that obtained with Plaxis 3D and that obtained with FLAC 3D using the Small Strain constitutive model with the Upper Bound decay curve.
- 2) For Phase 50 ($x = 24$ m, TBM head at +24 m from the control section), the settlement troughs that best fit are that obtained with FLAC 3D using the standard Mohr Coulomb model and the Small Strain Constitutive Model with the Upper Bound Decay Curve. The FLAC 3D model using the Mohr Coulomb law reflects the maximum displacement better, but settlements at greater distances from the tunnel centreline are greater than those measured on site. The maximum settlement obtained from the Small Strain Constitutive Model with the Upper Bound Decay Curve is slightly greater than the maximum settlement measured, but settlements at greater distances from the tunnel centreline fit better to those actually measured.
- 3) For Phase 67 ($x = 49$ m, TBM head at +49 m from the control section), it is clear that the settlement trough that best fits the measured settlements is the trough obtained with the FLAC 3D model using the Small Strain Constitutive Model with the Upper Bound Decay Curve.

References

- [1] Ieronymaki, E.S., Whittle, A.J. and Simic, D. 2014. Ground movements in Hyde Park caused by the Crossrail tunnel construction, submitted for publication.
- [2] Peck, R. B. 1969. Deep Excavations and Tunnels in Soft Ground. Active Geotechnics: Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (State of the art Volume), 225–290.
- [3] Standing, J.R. and Burland, J.B. 2006. Unexpected tunnelling volume losses in the Westminster area, London, Géotechnique, 56(1), 11–26.



7 Comparison between real settlements in mm and numerical results (longitudinal trough)



8 Comparison between real settlements (mm) and numerical results (phase 67). Face 49 m past the control section

Johan Mignon, Ing., Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Antwerpen/BE

Die Liefkenshoek-Eisenbahntunnel in Antwerpen

Die längsten maschinellen Tunnelvortriebe in Belgien

Im Gebiet des Seehafens von Antwerpen wurde das zurzeit größte Infrastrukturprojekt in Belgien als PPP (Public Private Partnership)-Projekt ausgeführt. Seit Dezember 2014 verbindet die 16,2 km lange Neubaustrecke für Güterzüge die Hafengebiete auf dem linken und dem rechten Ufer des Flusses Schelde miteinander.

The Liefkenshoek Rail Tunnel, Antwerp

The Longest TBM Tunnel in Belgium

Belgium's largest current infrastructure project has been completed as a public-private partnership (PPP) in the port area of Antwerp. The new 16.2 km long line for rail freight traffic opened in December, 2014 to connect the dock areas on the left-hand and right-hand banks of the River Scheldt.

1 Das Projekt

1.1 Projektbeschreibung

Im Auftrag von Infrabel wurde im Gebiet des Seehafens von Antwerpen das zurzeit größte Infrastrukturprojekt in Belgien mit einem Investitionsvolumen von 765 Mio. EUR als PPP-Projekt durch die Betreibergesellschaft Locorail ausgeführt. Die neue Eisenbahntrasse für Güterzüge verbindet die Umschlaghäfen auf beiden Uferseiten der Schelde miteinander und verkürzt so die bisherige Fahrtstrecke um 22 km. Der Bau der Trasse mit einer Gesamtlänge von 16,2 km war in 13 Bauabschnitte untergliedert und erforderte den Einsatz der verschiedensten Disziplinen des Ingenieur- und Tunnelbaus.

1.2 Vertragsform und Organisation

Dieses Infrastrukturprojekt ist ein PPP-Projekt mit einer Laufzeit von 38 Jahren, das 2051 mit der endgültigen Übergabe an den Auftraggeber Infrabel endet. Nach einer Angebotszeit von zwei Jahren wurde der DBFM-Vertrag (Design, Build, Finance and Maintenance) schliesslich an das erfolgreiche Bieterkonsortium Locorail, bestehend aus der belgischen Firma CFE, der französischen Firma Vinci Concessions und der niederländischen Firma BAM PPP, als Projektgesellschaft vergeben. Der Gesamtinvestitionswert beträgt 765 Mio. EUR, wobei sich der Wert des Design-and-Build-Auftrags (D&B) auf 690 Mio. EUR beläuft. Der D&B-Vertrag wurde Ende 2008 an die ARGE Locobouw, bestehend aus den Firmen MBG, BAM CEI-De Meyer, Vinci Construction Grands Projets und Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, vergeben.

1.3 Übersicht der Bauabschnitte 1 bis 13

Das Projekt, das am Bundel Zuid begann und am Umschlagbahnhof Nord (Vormingsstation) endete, war in 13 Bauabschnitte unterteilt. Dazu gehörten zwei ca. 10 m breite und in Summe ca. 280 m lange Düker, ein die spätere Trasse

1 The Project

1.1 Project Description

Belgium's largest current infrastructure project with an investment of 765 million EUR has been completed in the port area of Antwerp as a PPP project by the operating company Locorail on behalf of Infrabel. The new rail freight route connects the transshipment zones on the two sides of the Scheldt, shortening journeys by 22 km. Construction of the new link, with its total length of 16.2 km, was sub-divided into thirteen construction phases, and required a most diverse range of civil and tunnel engineering disciplines.

1.2 Contract Form and Organisation

The infrastructure project is financed as a public-private partnership with a term of thirty-eight years, scheduled to terminate upon final handover to the client, Infrabel, in 2051. After a two-year bidding period, the "Design, Build, Finance and Maintenance" (DBFM) contract was ultimately awarded to Locorail, the successful bidder consortium – the project SPV – consisting of CFE, Belgium, Vinci Concessions, France, and BAM PPP, the Netherlands. The investment volume totals 765 million EUR, with the value of the "Design-and-Build" (D&B) contract amounting to 690 million EUR. The D&B contract was awarded in late 2008 to the Locobouw consortium, consisting of MBG, BAM CEI-De Meyer, Vinci Construction Grands Projets and Wayss & Freytag Ingenieurbau AG.

1.3 Overview of Construction Phases 1 to 13

The project, which starts at the "Bundel Zuid" (South Junction) and terminates at the north transshipment terminal, was sub-divided into thirteen construction phases. These included two approx. 10 m wide culverts with a total length of 280 m, an 88 m long aqueduct crossing the subsequent route, three road and rail underpasses, approx. 4300 m of

Tunnel ferroviaire du Liefkenshoek à Anvers

Les tunnels les plus longs jamais forés au tunnelier en Belgique

Dans la zone portuaire d'Anvers, le projet d'infrastructure actuellement le plus important de Belgique a été réalisé en PPP (Partenariat public-privé). Depuis décembre 2014, la nouvelle ligne de 16,2 km, dédiée aux trains de marchandises, relie entre elles les zones portuaires situées sur la rive gauche et droite de l'Escaut.

La galleria di Liefkenshoek ad Antwerpen

Gli avanzamenti meccanizzati più lunghi in Belgio

Nella zona del porto di Antwerpen è stato realizzato attualmente in Belgio come progetto PPP (Public Private Partnership) il più grande progetto infrastrutturale. Dal dicembre 2014 la nuova linea di 16,2 km per trasporto merci, collega tra loro le zone portuali sulla sponda sinistra e quella sulla sponda destra del fiume Schelde.

überquerendes 88 m langes Aquädukt, drei Straßen- und Bahngleisunterführungen, ca. 4300 m an bis zu 50 m tiefen Dichtwänden aus Zement-Bentonit sowie ca. 430 m Stahlbetonschlitzwände mit einer Tiefe von bis zu 43 m.

In das Projekt wurde ebenfalls der in offener Bauweise hergestellte Beverentunnel integriert, der vor ca. 35 Jahren, noch vor dem Bau des Waaslandkanals, entstanden war. Dieser Tunnel war jedoch nie in Betrieb genommen worden; daher musste er zuerst gereinigt und dann instandgesetzt werden. Dabei wurde er auf den heutigen Sicherheitsstandard gebracht.

Die Königsdisziplin des Projektes war die Konstruktion zweier eingleisiger, schildvorgetriebener Tunnelröhren in einschaliger Tübbingbauweise mit einer Länge von jeweils ca. 6 km. Die beiden Tunnelbohrmaschinen (TBM) mit einem Durchmesser von jeweils 8,4 m mussten dabei unter Berücksichtigung eines Gezeitenunterschiedes von bis zu 7,5 m in abschnittsweise schwierigen tonigen Böden zunächst die Schelde und anschließend das Kanaldock B1-B2 mit sehr geringen Bodenüberdeckungen unterqueren (Bild 1).

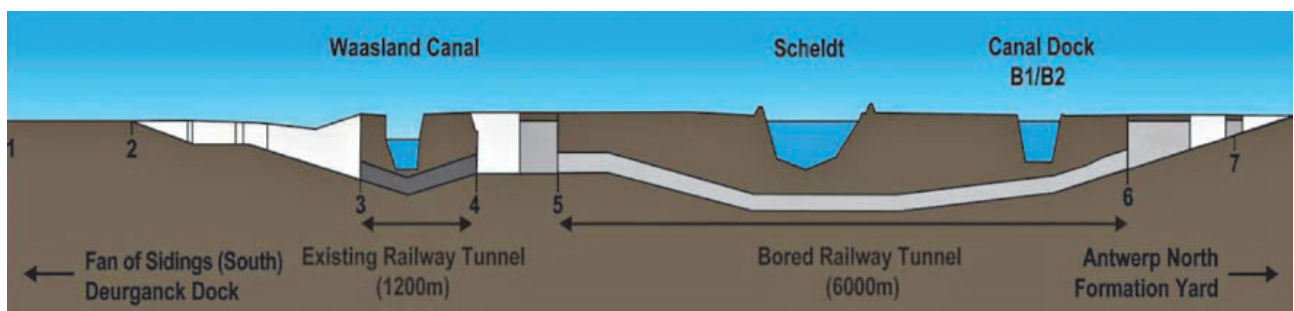
Des Weiteren wurden zeitgleich zum Tunnelvortrieb 13 Querschlüsse im Schutz einer Bodenvereisung sowie 16 Anschlüsse an acht zwischen den beiden Röhren liegenden Rettungsschächten hergestellt. Dies erforderte zusätzlich zum eigentlichen Bauen auch ein ausgefeiltes Logistikkonzept. Darüber

cement-bentonite sealing walls up to 50 m deep and approx. 430 m of reinforced-concrete diaphragm walls at depths down to 43 m.

The Beveren Tunnel, completed using the cut-and-cover method around thirty-five years ago prior to construction of the Waasland Canal, was also integrated into the project. This tunnel had never been commissioned, however, and it was therefore firstly necessary to perform cleaning and repair work. The Beveren Tunnel now conforms to modern safety standards.

The key achievement on the project was the construction of two single-track shield-driven tunnel bores with single-pass segmental lining, each about 6 km long. The two 8.4 m diameter tunnel boring machines (TBM) were first required to tunnel under the Scheldt and then under Canal Dock B1-B2, with extremely shallow overburden, through difficult clayey soils in some sectors and taking account of tidal ranges of up to 7.5 m (Fig. 1).

Thirteen transverse cross-sections were also driven as the tunnel advanced under the protection of ground freezing, as were sixteen connections to eight escape shafts located between the two bores. These operations necessitated a sophisticated logistical concept, in addition to the actual construction activities. The two finished tunnels were also to be completely equipped, with the exception of track-laying.



1 Längsschnitt des Projektes Eisenbahnverbindung Liefkenshoek
Longitudinal section of the Liefkenshoek rail link project

Quelle/credit: TucRail

hinaus waren die beiden Tunnelschalen mit Ausnahme der Verlegung der Gleise vollständig auszurüsten. Dies beinhaltete neben einem Brandschutzputz und dem Sohlbeton auch die elektromechanische Ausrüstung.

1.4 Fertigstellungstermine

Die Inbetriebnahme des Projektes durch Infrabel war für das Jahr 2014 geplant. Einen ersten Projektabschnitt musste Locobouw bereits Ende 2011 zur Verfügung stellen. Den Hauptteil hatte die Bau-ARGE im Juli 2013 zu übergeben. Bis Juli 2014 erfolgte dann die Montage der Gleise und der Einbau der Oberleitung, Signal- und Sicherheitssysteme durch Infrabel. Nach einer Testphase zum Erhalt der offiziellen Betriebszulassung wurde die Tunnelverbindung am 14. Dezember 2014 in Betrieb genommen.

2 Tunnelvortriebsstrecke

2.1 Allgemeine Angaben

Die Geologie entlang der beiden Tunnelröhren besteht aus mehreren Schichten tertiärer Sande verschiedener Formationen (Kattendijk, Merksem, Berchem, Lillo, Kruisschans), die geringe Anteile von Ton sowie Glaukonit enthalten, und aus „Boomse Klei“, einem steifen, überkonsolidierten und zerklüfteten tertiären Ton, als Dichtungsschicht darunter. Zum überwiegenden Teil liegt die Tunneltrasse in den tertiären Sanden, allerdings reicht auch der „Boomse Klei“ (Tonformation Boom) mitunter hinauf und umfasst den Tunnelquerschnitt bis maximal 50 %. Des Weiteren enthält der Sand der Kruisschans-Formation signifikante verklebungsanfällige Tonlagen im letzten Streckenabschnitt. Die ausführende ARGE hat daher das Hydroschildverfahren für den TBM-Vortrieb gewählt.

Besondere Aufmerksamkeit musste dem Flussbett der Schelde mit seinen Schluffablagerungen und dicken Schichten von gestörtem Sedimentboden sowie dem Kanaldock B1-B2 gewidmet werden, wo ebenfalls Schluffablagerungen zu berücksichtigen waren. Im Entwurf des Bauherrn waren Schluff und Schlick durch zu verdichtenden Sand zu ersetzen.

Die maximale Überdeckung entlang der Trasse liegt bei ungefähr 33,6 m, die maximale Wassersäule über der Tunnelsohle beträgt ungefähr 40 m. Auf die geringen Überdeckungen bei den Unterquerungen der Wasserstraßen wird später etwas detaillierter eingegangen.

2.2 Besondere Herausforderungen beim Schildvortrieb

2.2.1 Durchfahrung des „Boomse Klei“

Der „Boomse Klei“, der auf einer Vortriebslänge von ca. 1500 m im unteren Querschnitt angetroffen wurde, sorgte durch seine geologischen Eigenschaften für starke Verklebungen am Schneidrad der TBM. Dies führte zu einer signifikanten Reduktion der Vortriebsleistungen in diesem Abschnitt, bedingt durch das Verkleben der Schneidradöffnungen (Bild 2), der starken Zunahme der Anpresskraft des Schneidrades sowie der starken Aufladung der Bentonitsus-

This work included application of a fire-resistant plaster coating, concreting the tunnel floor and installation of electro-mechanical equipment.

1.4 Completion Dates

Commissioning of the project by Infrabel was scheduled for 2014. Locobouw was required to make an initial project phase available as early as late 2011. The construction consortium had to hand over the main part of the project in July 2013. Track-laying and the installation of overhead line equipment, signalling and safety systems by Infrabel then followed until July 2014. The tunnel link was opened to traffic on 14 December 2014 following a test phase to obtain the official operating permit.

2 The Tunnel Route

2.1 General Data

The geology along the two tunnel bores consists of a number of layers of Tertiary sands of various formations (Kattendijk, Merksem, Berchem, Lillo, Kruisschans), which contain low levels of clay and glauconite, and of “Boom Clay”, a stiff, overconsolidated and fissured Tertiary clay forming an impermeable stratum below this. The tunnel route runs predominantly in the Tertiary sands, but the “Boom Clay” (Boom clay formation) is occasionally encountered higher, affecting up to a maximum of 50 % of the tunnel cross-section. The sand of the Kruisschans formation also contains significant beds of clay, which can cause clogging, in the final sector of the route. The construction consortium therefore selected a hydroschild TBM.

It was necessary to devote special attention to the bed of the Scheldt, with its silt deposits and thick layers of faulted sedimentary soil, and to Canal Dock B1-B2, where it was also necessary to take account of silt deposits. The client specified that silt and tidal mud were to be replaced by compacted sand.



2 Vortrieb der ersten Röhre: Verklebung der Schneidradöffnungen mit „Boomse Klei“

Tunnelling of the first bore: clogging of the cutting-wheel openings by “Boom Clay”

Quelle/credit: Wayss & Freytag/Locobouw



Quelle/credit: S. Schula

3 Tunnelröhre Nord im Bereich von Querschlag 2
The north tunnel bore near cross-passage 2

pension mit Feinteilen. Die auf Grund der Erfahrungen des ersten Vortriebs modifizierte Vortriebsparameter zum Aufahren der zweiten Röhre führten zu einer nennenswerten Verbesserung der Vortriebsleistung.

2.2.2 Unterquerung der Schelde

Die Unterquerung der Schelde war geprägt durch eine geringe Minimalüberdeckung von 9,7 m und ein Flussbett, das Schlammablagerungen und dicke Schichten von gestörtem Sedimentboden enthält. In Verbindung mit dem hohen Wasserdruck resultierend aus dem Wasserstand der Schelde führte dies zu einem sehr kleinen Arbeitsbereich zwischen dem minimalen Stützdruck zur Gewährleistung der Ortsbruststabilität und dem Ausbläserdruck, der am kritischsten Punkt des Querschnitts lediglich 0,35 bar betrug. Zusätzlich waren die aus der Gezeitenabhängigkeit der Schelde resultierenden Druckschwankungen zu berücksichtigen. Die regelmäßige Veränderung des Wasserstandes lag zwischen +6,5 m TAW (Tweede Algemeene Wateraanpassing) und -1 m TAW, aber auch eine Springflut mit zusätzlichen 2 m war zu berücksichtigen. Als Folge des geringen Abstands zwischen den entscheidenden Druckhöhen und dem schnellen Wechsel des Wasserdrucks musste der zur Ortsbruststützung erforderliche Stützdruck der Bentonitsuspension alle 30 Minuten angepasst werden. Der Wasserstand der Schelde wurde dazu in Echtzeit direkt zur TBM übertragen.

Durch die akribische Arbeitsvorbereitung des Bauleitungspersonals, kombiniert mit der Erfahrung des Vortriebspersonals, konnten beide Unterquerungen ohne nennenswerte Zwischenfälle sowohl technisch als auch zeitlich erfolgreich absolviert werden.

The maximum overburden along the route is around 33.6 m, with the maximum head of water above the tunnel invert around 40 m. The shallow cover for tunnelling under waterways will be examined in more detail at a later point.

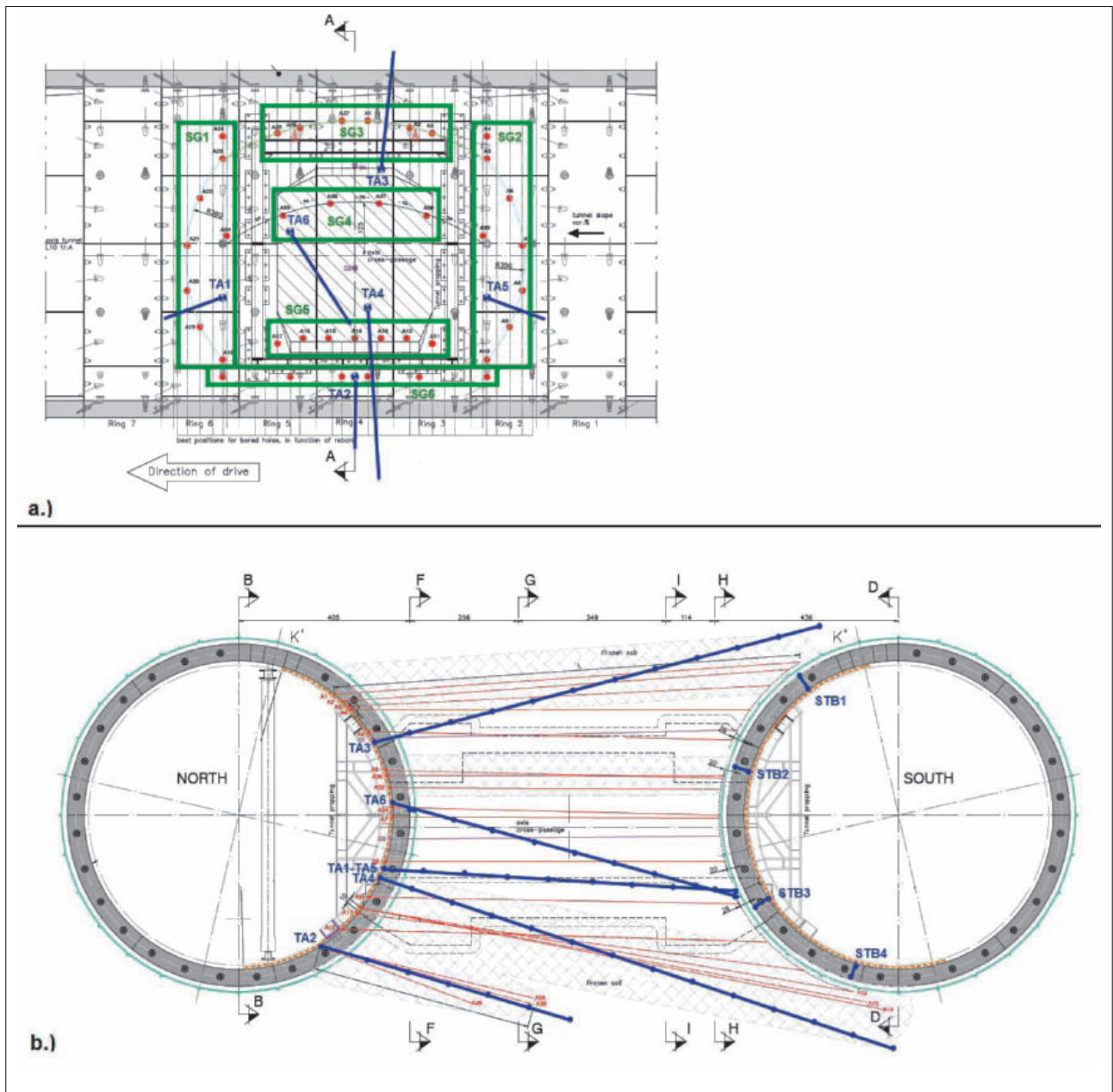
2.2 Particular Challenges for Shield TBM Tunnelling

2.2.1 Tunnelling through the "Boom Clay"

The "Boom Clay" is encountered in the lower cross-section for a tunnelling length of some 1500 m. Due to this geological properties it caused severe clogging of the cutting wheel of the TBM. This resulted in a significant reduction of advance rates in this sector, due to clogging of the cutting wheel openings (Fig. 2), the great increase in the thrust force of the cutting wheel, and severe contamination of the bentonite suspension with fines. The tunnelling parameters for the second bore were modified using the experience gained during the first bore, and resulted in a significant improvement of advance rates.

2.2.2 Tunnelling under the Scheldt

Tunnelling under the Scheldt was dominated by the low minimum cover of 9.7 m, a riverbed containing mud deposits and thick layers of faulted sedimentary soil. This, in combination with the high water pressure caused by the water level in the Scheldt, resulted in an extremely small "working window" between the minimum support pressure to ensure face stability and the blow-out pressure, which at the critical point in the cross-section was only 0.35 bar. Pressure fluctuations resulting from the tidal range of the Scheldt also had to be taken into account. The regular change in water level varied between +6.5 m TAW (Tweede Algemeene Wateraanpassing [Belgian refer-



Quelle/credit: Locobouw

4 Querschlag 1: a.) Schnitt A-A (Ansicht) b.) Schnitt B-B (Längsschnitt)
 Cross-passage 1: a.) Section A-A (view) b.) Section B-B (longitudinal section)

2.2.3 Unterfahrung Kanaldock B1-B2

Im Kanaldock wurde im Rahmen eines Sondervorschlages der ARGE Locobouw neben einem 30 000 m³ umfassenden Bodenaustausch mit stabilisierendem Mörtel (Festigkeit bis 5 MN/m²) auch eine 33 m breite, 2,1 m dicke und 270 m lange Stahlfaser-Unterwasserbetonplatte mit einem Volumen von 16 000 m³ als vorausseilende Sicherungsmaßnahme für den Schildvortrieb realisiert. Die Platte wurde im Herbst 2010 an vier aufeinanderfolgenden Tagen kontinuierlich in einer Tiefe von 18 m von einem schwimmenden Ponton aus betoniert. Die Versorgung mit Beton erfolgte von beiden Ufern aus mit Pumplängen von bis zu 250 m und einer mittleren Pumpleistung von ca. 190 m³/h. Hierbei waren vier umliegende Betonmischwerke involviert.

ence sea level]) und -1 m TAW; a spring flood tide of an additional 2 m also had to be considered. As a consequence of the small interval between the decisive pressure peaks and the rapid change in water pressure, it was necessary to adjust the support pressure of the bentonite suspension needed to support the face every 30 minutes. The Scheldt water level was relayed directly to the TBM in real time for this purpose.

Painstaking preparation of the work by the site management staff, in combination with the experience of the machine crew, made it possible to complete both underwater passages successfully in both technical and chronological terms, and without any significant incidents.

Die Trassenführung des Bauherrn sah vor, dass die beiden Tunnelbohrmaschinen die Unterkante der Stahlfaserplatte lediglich mit einem Abstand von etwas mehr als 1 m unterfahren. Beim Vortrieb war daher in den Uferbereichen links und rechts besonders der geringe Arbeitsbereich für die Stützdrücke zu beachten. Unter der Platte sowie an den schräg verlaufenden Enden der Platte bzw. des Mörtels war die Qualität der Bentonitsuspension von entscheidender Bedeutung.

Ähnlich wie bei der Unterquerung der Schelde wurde auch bei der Unterquerung des Kanaldocks die intensive Vorbereitung durch das Bauleitungspersonal umgesetzt und damit die Basis dafür geschaffen, mit dem erfahrenen Vortriebspersonal beide Unterfahrungen störungsfrei und mit hohen Vortriebsleistungen zu absolvieren.

3 Querschläge und Verbindungstunnel zu den Rettungsschächten

Neben der gleichzeitigen Auffahrung der beiden jeweils aus 3320 Ringen bestehenden Schildtunnelröhren sorgte das zeitgleiche Herstellen der Querverbindungen für eine zusätzliche Herausforderung. Dies erforderte besondere Lösungen und stellte hohe Anforderungen an die Organisation und Koordination der Arbeiten, um Störungen auf ein akzeptables Minimum zu beschränken (Bild 3).

3.1 Randbedingungen und Geometrie

Alle Querschläge und die Galerien am Rettungsschacht 6 wurden im mittels Bodenvereisung ertüchtigten Baugrund aufgefahren. Auf Grund der anstehenden Geologie, der Hydrogeologie (Einfluss der Scheldegezeiten) und der Tiefenlage der einzelnen Querschläge wurden sowohl für das Design des eigentlichen Querschlagsbauwerkes als auch der Bodenvereisung Einteilungen in verschiedene Gruppen vorgenommen. Diese unterschieden sich in dem Ausbruchquerschnitt des Querschlags, dem Bewehrungsgrad, der Frostkörpergeometrie, der erforderlichen Frostkörperdicke und der erforderlichen Aufgefrierzeit.

Es kam das Verfahren der Solevereisung zum Einsatz. Die Ansicht sowie der Querschnitt eines Querschlags (CP) mit Anordnung der Gefrierlanzen, Solegruppen (SG) und Temperaturmesslanzen (TA) sind in Bild 4 dargestellt. Aus den durch die ARGE durchgeführten statischen und thermischen Berechnungen ergaben sich Aufgefrierzeiten von sechs bis sieben Wochen und erforderliche Frostkörperdicken von 1,2 bis 1,5 m.

Die Gefrierlanzen waren nahezu kreisförmig um den Ausbruchquerschnitt angeordnet. Dieser war mittig durch weitere Gefrierlanzen in Kalotte und Sohle unterteilt. Für die Bohrarbeiten der Vereisung wurde ein spezieller Bohrmast entwickelt, mit dem sich mehr als die Hälfte der Bohrungen für die Gefrierrohre ohne Auswirkungen auf die Tunneltransportfahrzeuge zur Andienung der TBM ausführen liess.

2.2.3 Tunnelling under Canal Dock B1-B2

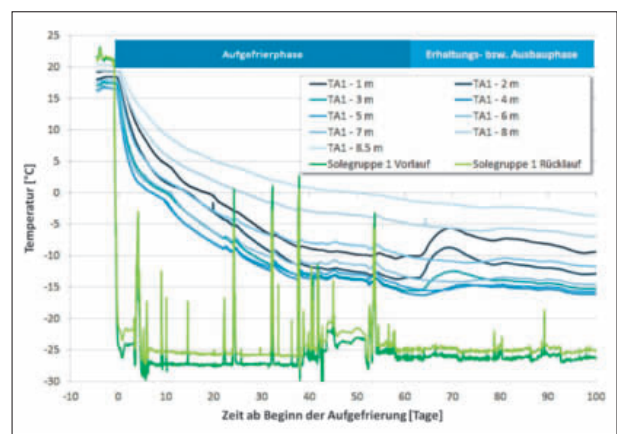
In the Canal Dock sector, according to an alternative proposal from the Locobouw consortium, a 33 m wide, 2.1 m thick and 270 m long steel-fibre-reinforced underwater concrete slab with a volume of 16,000 m³ was installed as a pre-support provision for TBM tunnelling, in addition to the replacement of 30,000 m³ of original soil with stabilising mortar (strength up to 5 MN/m²). This slab was continuously concreted from a floating pontoon at a depth of 18 m on four consecutive days in autumn 2010. The concrete was supplied from both banks with pumping distances of up to 250 m and an average pump delivery rate of approx. 190 m³/h. Four batching plants in the vicinity were involved in this operation.

The tunnel alignment specified by the client involved the two tunnel boring machines boring under the underside of the steel-fibre-reinforced slab at a distance of only slightly more than 1 m. Under the left and right banks, the low working range for support pressure was particularly critical. The quality of the bentonite suspension was of decisive importance underneath the slab and also at the sloping ends of the slab and of the mortar.

As in the passage under the Scheldt, the site management staff also intensively prepared for the tunnelling work under the Canal Dock, and this provided the basis for completion of the two tunnelling operations by the experienced tunnel crews without problems and with high advance rates.

3 Transverse Cross-passages and Connecting Tunnels to the Escape Shafts

In addition to the excavation of the two shield-driven tunnel bores, each consisting of 3,320 rings, the simultaneous construction of the transverse connections was also a challenge. This necessitated special solutions and made great demands on the organisation and coordination of the work in order to restrict problems to an acceptable minimum (Fig. 3).



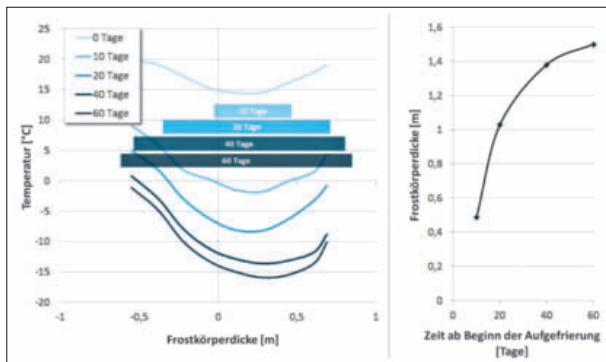
5 Temperaturverlauf der Sensoren in der Bohrung TA1 am CP 1 über die Zeit

Plot of sensor temperatures in drillhole TA1 at CP 1 against time

Quelle/credit: TU Braunschweig

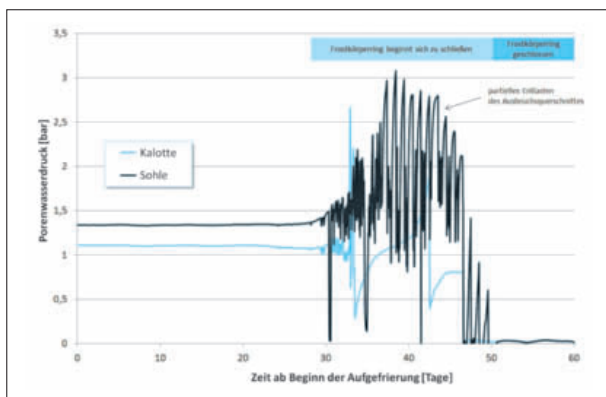
Zur Kontrolle des Frostkörpers und Steuerung der Gefrieranlage wurden in Zusammenarbeit mit dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) in – je nach Querschlag – sechs bzw. sieben Temperaturmesslanzen an unterschiedlichen Positionen Sensoren zur Erfassung der Temperaturen im Boden installiert. Position und Richtung dieser Lanzen wurden so gewählt, dass aus den gemessenen Temperaturen Informationen über die entwickelte Länge und Dicke des Frostkörpers abgeleitet werden konnten. Zusätzlich dazu wurden die Temperaturen in den Tübbingen (Stahlbeton) der gegenüberliegenden Seite in der Südröhre erfasst. Neben den Vor- und Rücklauftemperaturen wurde auch der Soledurchfluss gemessen zwecks Steuerung der Gefrieranlage. Des Weiteren wurden während der Aufgefrierphase die Porenwasserdrücke in Kalotte und Sohle überwacht. Darüber hinaus erfolgte eine messtechnische Erfassung der Verformung der beiden Haupttunnel während der Vereisung. Auf diese Weise konnten die aus den Berechnungen vorgegebenen Temperatur- und Dickenprofile der Frostkörper der verschiedenen Querschlagsgruppen verifiziert und kontrolliert werden.

Nach dem Erreichen der angestrebten Frostkörpereigenschaften wurde die aus speziellen Stahlbetontübbingen bestehende Tunnelauskleidung geöffnet. Anschließend begann der Aushub des Querschlags. Als vorläufige Sicherung



Quelle/credit (3): TU Braunschweig

6 Abschätzung der Frostkörperdicke der Bohrung TA1 zu ausgewählten Messzeitpunkten ab Beginn des Aufgefrierens
Estimate of frozen body thickness at drillhole TA1 at selected measuring times from the start of freezing



7 Porenwasserdruckentwicklung über die Zeit
Plot of pore water pressure against time

3.1 Boundary Conditions and Geometry

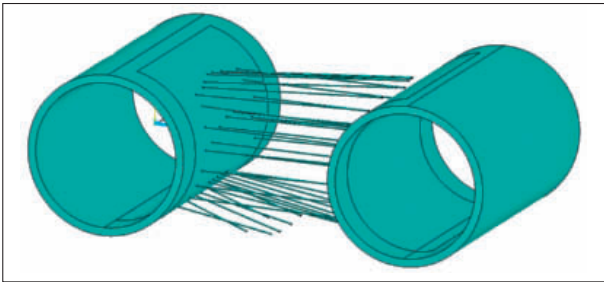
All the transverse cross-passages and the galleries to Escape Shaft 6 were tunnelled in ground improved by means of ground freezing. In view of the geology here, the hydrogeology (the influence of tides in the Scheldt) and the depth of the individual transverse cross-passages, a number of different groups were formed, both for the design of the actual cross-passage structures and for ground freezing. These groups differ in the excavation cross-section of the cross-passages, the degree of reinforcement, the geometry of the frozen bodies, the necessary ice thickness and the necessary freezing time.

The brine freezing method was used. Figure 4 shows a view and the cross-section of a cross-section (CP) and the arrangement of the freezing probes, brine groups (SG) and temperature measuring probes (TA). The structural analysis and thermal calculations performed by the consortium indicated freezing times of six to seven weeks, and necessary frozen body thicknesses of 1.2 to 1.5 m.

The freezing probes were arranged in a virtually circular pattern around the excavation cross-section. This was itself centrally subdivided into tunnel crown and tunnel floor by means of further freezing probes. A special mobile drilling rig was developed to drill the ground freezing holes and made it possible to perform more than 50 % of the drilled holes for the freezing pipes with no effects on the tunnel-transport vehicles serving the TBM.

In cooperation with the Institute of Foundation Engineering and Soil Mechanics of the TU Braunschweig (IGB-TUBS), sensors for registration of ground temperatures were installed at various positions in six or seven temperature measuring probes, depending on the particular cross-section, in order to monitor the frozen body and control the ground-freezing system. The location and direction of these probes were selected in such a way that information on the developing length and thickness of the frozen body could be derived from the temperatures measured. The temperatures in the segmental tunnel lining (reinforced concrete) on the opposite side in the south bore were also monitored. Brine flow and supply and return temperatures were also measured in order to control the ground-freezing system. Moreover, pore water pressures in the tunnel crown and the invert were monitored during the freezing phase. Deformation of the two main tunnel bores during freezing was also recorded by the instrumentation. This procedure made it possible to verify and check the temperature and thickness profiles specified for the frozen bodies of the various cross-section groups on the basis of the calculations.

The tunnel lining, consisting of special reinforced concrete segments, was opened once the target frozen body properties had been achieved. Excavation of the cross-section then started. A shotcrete shell was firstly applied as a preliminary support measure, after which a sealing system was installed



8 Geometriemodell des ersten Querschlags (Tunnelschale und Vereisungslanzen)

Geometric model of the first cross-section (tunnel shell and freezing probes)

wurde zunächst eine Spritzbetonschale erstellt, bevor zur Gewährleistung der Wasserdichtigkeit ein Dichtungssystem eingebaut wurde. Zum Schluss wurde die bewehrte Ortbetonnenschale des Querschlags hergestellt.

Die Anschlüsse an die Rettungsschächte wurden bis auf einen Rettungsschacht im Schutze einer Bodenverbesserung in Form von Dichtblöcken aus Zement-Bentonit hergestellt. Die weitere Vorgehensweise beim Bau der Anschlussgalerie erfolgte in ähnlicher Weise wie bei den Querschlagen.

3.2 Vergleich Dimensionierungsberechnung mit Messwertaufzeichnung CP01

Die im Boden sowie im Sole-Strom installierten Sensoren wurden während der Durchführung der Vereisungsmassnahme quasi kontinuierlich erfasst (Messintervall: 1 h). Durch Auswertung und Visualisierung auf einem Webserver des IGB-TUBS konnten den Baubeteiligten sämtliche Daten in Echtzeit online zur Verfügung gestellt werden. Neben der Visualisierung der aktuellen Temperaturen wurden die Messdaten der Sensoren in einer Bohrung in Zusammenhang mit der korrespondierenden Solegruppe dargestellt (Bild 5).

to ensure water tightness. The reinforced in-situ concrete inner shell of the cross-section was the final operation.

The connections to the escape shafts were created, with the exception of one escape shaft, under the protection of ground improvement in the form of cement-bentonite sealing slabs. The further procedure for construction of the connecting gallery was similar to that for the transverse cross-sections.

3.2 Comparison of Design Calculations against measured Data CP01

The sensors installed in the soil and in the brine flow were effectively continuously monitored during implementation of the freezing procedure (measuring interval: 1 h). Evaluation and visual display on an IGB-TUBS web server made it possible to provide all data to the participating persons online and in real time. In addition to visual display of instantaneous temperatures, the measured data obtained from the sensors in a drillhole were also displayed in conjunction with the corresponding brine group (Fig. 5).

The position of each sensor is given in the illustration in the form of its distance from the mouth of the drillhole. A freezing phase of 55 days resulted for CP01; this was followed by the temperature maintenance phase, during which excavation and support installation were performed.

The location and inclination of temperature measurement holes TA1 to TA5 were selected in such a way that their course intersects with the frozen body. Projection of the sensors onto this plane makes it possible to determine the thickness of the frozen body. This is shown, for example, for Hole TA1 for selected times in Figure 6. The left-hand side (-1 m) indicates the outer face of the frozen body. Rapid growth of ice is observable during the first twenty days from

Boden Soil	Wassergehalt Water content [-]	Dichte Density [kg/m ³]	Wärmeleitfähigkeit Thermal conductivity [W/mK]		Spezifische Wärmekapazität Specific heat capacity [J/kgK]		
			λ_u	λ_f	c_{pu}	c_{pf}	c_{pg}
Quartär-Komplex Quaternary Complex	0,30	1.800	2,0	3,1	1.500	1.333	57.033
Merksem- & Kruisschans (Lillo)	0,50	1.845	1,82	3,36	1.702	1.201	91.885
Lid van Oorderen (Lillo)	0,50	1.845	1,82	3,36	1.702	1.201	91.885
Kattendijk-Sand (Lillo) Kattendijk Sands (Lillo)	0,50	2.040	1,82	3,36	1.539	1.086	83.102
Berchem-Sand Berchem Sands	0,40	2.040	2,14	3,75	1.419	978	66.630

Table 1 Verwendete Materialparameter. Die Tabelle stellt die einzelnen Bodenschichten zusammen mit den jeweiligen Parametern dar, die für das numerisches Modell verwendet wurden

Table 1 Materials parameters used. This table compiles the individual soil strata, together with the respective parameters used for the numerical model

1. Primärlastfall: Stationäre Berechnung Primary load case: Steady-state computation	Modellrandbedingungen aus den Temperaturmessungen vor Beginn der Vereisung abgeschätzt. Ermittlung des Temperaturnullzustandes Model boundary conditions estimated from temperature measurements made before the start of ground freezing. Determination of initial temperature state.
2. – x. Transiente Berechnung Non-steady-state computation	Berechnung der Temperaturveränderung durch Vorgabe der Soletemperaturen entsprechend der Messergebnisse an den Solegruppen. Variable Zeitschrittgröße. Computation of temperature change via specification of brine temperatures in accordance with the data measured at the brine groups. Variable time intervals.

Tabelle 2 Lastfalldefinitionen

Table 2 Load-case definitions

Darin ist die Position des Sensors jeweils im Abstand zum Bohrlochmund angegeben. Für CP01 ergab sich eine Aufgefrierphase von 55 Tagen, an die sich die Erhaltungsphase anschließt, in der der Ausbruch und Ausbau ausgeführt wurde.

Die Position und Neigung der Temperaturmessbohrung TA1 bis TA5 war derart gewählt, dass der Verlauf den Frostkörper schneidet. Durch Projektion der Sensoren auf diese Ebene ist es möglich, die Frostkörperdicke zu ermitteln. Exemplarisch erfolgt dies für ausgewählte Zeitpunkte der Bohrung TA1 in Bild 6. Die linke Seite (-1 m) markiert dabei die Außenseite des Frostkörpers. In den ersten 20 Tagen ab Beginn der Vereisung ist ein starker Frostkörperzuwachs zu verzeichnen. Des Weiteren wird anhand dieser Grafik der Einfluss der benachbarten Gefrierlanzen deutlich. Der Frostkörper wächst nach innen stärker an.

Neben der Abschätzung der Dicke des Frostkörpers zur statischen Beurteilung ist die Erfassung der Porenwasserdrücke als Nachweis der Dichtigkeit des Frostkörpertringes von besonderer Bedeutung (Bild 7). Ein Anstieg der Porenwasserdrücke nach ca. 30 Tagen ist sowohl in der Kalotte als auch in der Sohle zu erkennen. Bei CP01 war der Frostkörper nach ca. 50 Tagen vollständig geschlossen, da sich keine weiteren Porenwasserdrücke mehr aufgebaut haben.

3.3 Numerisches Modell und Vergleich mit den In-situ-Messwerten

Parallel zu den Installationsarbeiten und Messungen der Bodentemperaturen vor Ort wurde am IGB-TUBS ein dreidimensionales numerisches Berechnungsmodell zur Modellierung der Frostkörperentwicklung mit dem Programmsystem ANSYS erstellt, um später das theoretische Modell mit den Messwerten aus der Praxis zu vergleichen. Dargestellt werden die Ergebnisse der Berechnungen am Beispiel des ersten Querschlags.

Das geometrische Modell wurde mit Hilfe einer Makrosprache erstellt, um es möglichst einfach auf andere Querschläge anwenden zu können (Bild 8). Dazu wurden die Bodenschichten, die Tunnelschale, die Dämmung und die Vereisungslanzen mit 3D-Elementen modelliert. Die Temperaturmesslanzen wurden vereinfachend nicht modelliert.

the start of freezing. This graphic also illustrates the effects of the neighbouring freezing probes. The frozen body grows inward more rapidly.

In addition to estimation of the thickness of the frozen body for structural analysis, determination of pore water pressures is also of particular importance to verifying the water-tightness of the frozen ring (Fig. 7). A rise in pore water pressures after around 30 days is apparent both in the tunnel crown and in the tunnel invert. In the case of CP01, the frozen ring was completely closed after around 50 days, since no further pore water pressures arose.

3.3 Numerical Model and Comparison with in-situ measured Data

In parallel with the on-site installation work and measurements of ground temperatures, a three-dimensional numerical computation model for modelling of frozen body development was also compiled at the IGB-TUBS using the ANSYS program system, in order to permit comparison at a later time of the theoretical model against the measured data obtained in practice. The computation results are shown, citing the example of the first cross-passage.

This geometrical model was generated using a macrolanguage in order to permit its application as simply as possible to other transverse cross-passages (Fig. 8). The soil strata, tunnel shell, insulation and freezing probes were modelled using 3D elements for this purpose. For the sake of simplicity, the temperature measuring probes were not modelled.

The materials parameters used for the underground site in the model were determined in advance in the laboratory and are shown in Table 1. Differentiation was made here between non-frozen and frozen states.

An initial ground temperature state was first impressed on the model for the numerical computations. The temperature distribution in the near field of the tunnel was derived from the temperature measurements made for this purpose before the start of freezing. The temperature distribution in the far field was estimated using engineering methods and compared against the temperature distribution indicated by the measured data. The non-steady-state computation was

Die im Modell verwendeten Materialparameter für den Untergrund wurden im Vorfeld labortechnisch bestimmt und sind in **Tabelle 1** aufgeführt. Dabei wurde zwischen ungefrorenem und gefrorenem Zustand unterschieden.

Für die numerischen Berechnungen wurde zunächst ein Ausgangszustand der Bodentemperaturen auf das Modell aufgeprägt. Dazu wurde die Temperaturverteilung im Nahfeld des Tunnels aus den Temperaturmessungen vor Beginn der Vereisung abgeleitet. Die Temperaturverteilung im Fernfeld wurde ingenieurtechnisch abgeschätzt und mit der Temperaturverteilung der Messwerte verglichen. Von dieser stationären Lösung wurde die transiente Berechnung gestartet. Als Randbedingungen dienten die Bodenausgangstemperaturen, die Tunnellufttemperaturen, die Temperaturen der in die Gefrierlanzen eingeleiteten Sole sowie deren Durchfluss. Die Berechnungsergebnisse wurden mit den gemessenen Temperaturen verglichen und so ein optimierter Ausgangszustand ermittelt.

Bild 9 zeigt den Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Temperaturen beispielhaft für die Lanze TA1. Neben gut erfassten Temperaturentwicklungen im Bereich der Tunnelschalen fallen hier Temperaturabweichungen von bis zu 4 °C in der Mitte der Lanze auf. Ursache hierfür können zum einen der abgeschätzte Ausgangszustand und zum anderen die Materialparameter des Untergrundes sein. Des Weiteren kann ein konvektiver Wärmetransport, der im numerischen Modell zunächst noch nicht umgesetzt wurde, die Ursache für die Temperaturdiskrepanz sein.

3.4 Qualitative Entwicklung des Frostkörperwachstums

Im **Bild 10** ist das Frostkörperwachstum für CP01 über die simulierte Zeitdauer von 60 Tagen sowie der vernetzte Bereich des Tunnels Nord dargestellt. Die Temperaturen werden als Isoflächen zwischen den Grenzwerten +10 °C bis -30 °C abgebildet.

Kurz nach Beginn der Vereisung beginnt der Boden um die Gefrierlanzen zu gefrieren (**Bild 10a**). Nach nur 4 Tagen geht das Frostkörperwachstum bereits in die zweite Phase über, in der der Zusammenschluss nah benachbarter Lanzen stattfindet. Insbesondere im unteren Bereich bei Solegruppe 5 wächst bereits eine Frostwand heran (**Bild 10b**). Nach weiteren 12 Tagen ist der Frostkörper bis auf den Bereich der Gruppe 6 geschlossen (**Bild 10c**).

Nach ca. 30 Tagen ist der Frostkörper um den Querschlag vollständig geschlossen (**Bild 10d**). Die Temperaturen in den beiden inneren Bereichen des Frostkörpers sind mit fortschreitender Zeit gesunken. Im inneren Bereich des unteren Abschnittes zwischen Solegruppe 4 und 5 verbleibt auch nach 60 Tagen ein ungefrorener Bereich (**Bild 10f**).

Nach 51 Tagen wird die Kühlung in Solegruppe 4 abgestellt, die den Frostkörper in Kalotte und Sohle unterteilt. Infolge-

started from this steady-state solution. Initial ground temperatures, tunnel-air temperatures, the temperatures of the brine fed into the freezing probes, and brine flow were used as the boundary conditions. The computation results were compared against the measured temperatures and an optimised initial state thus determined.

Figure 9 shows a comparison of measured and calculated temperatures for Probe TA1 by way of example. In addition to well registered temperature trends at and around the tunnel shells, temperature deviations of up to 4 °C are apparent here at the centre point of the probe. The cause of these may be, on the one hand, the estimated initial state and, on the other hand, the materials parameters of the underground site. Convective heat transport, which was not initially implemented in the numerical model, may also be the cause of this temperature discrepancy.

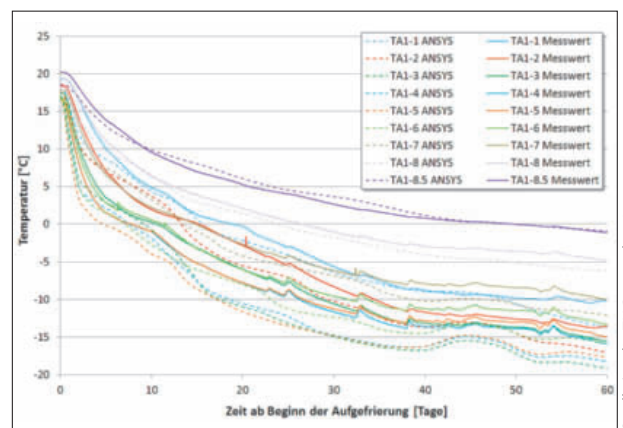
3.4 Qualitative Trend in frozen Body Growth

Figure 10 shows frozen body growth for CP01 across the simulated period of 60 days and the discretised sector of the north tunnel. Temperatures are shown as isosurfaces between the limits of +10 °C and -30 °C.

The ground around the freezing probes begins to freeze shortly after the start of freezing (**Fig. 10a**). Frozen body growth enters its second phase, in which closely adjacent probes connect up, after as little as four days. An ice front is already growing, particularly in the lower zone, around Brine Group 5 (**Fig. 10b**). After a further twelve days, the frozen body has closed up to the vicinity of Group 6 (**Fig. 10c**).

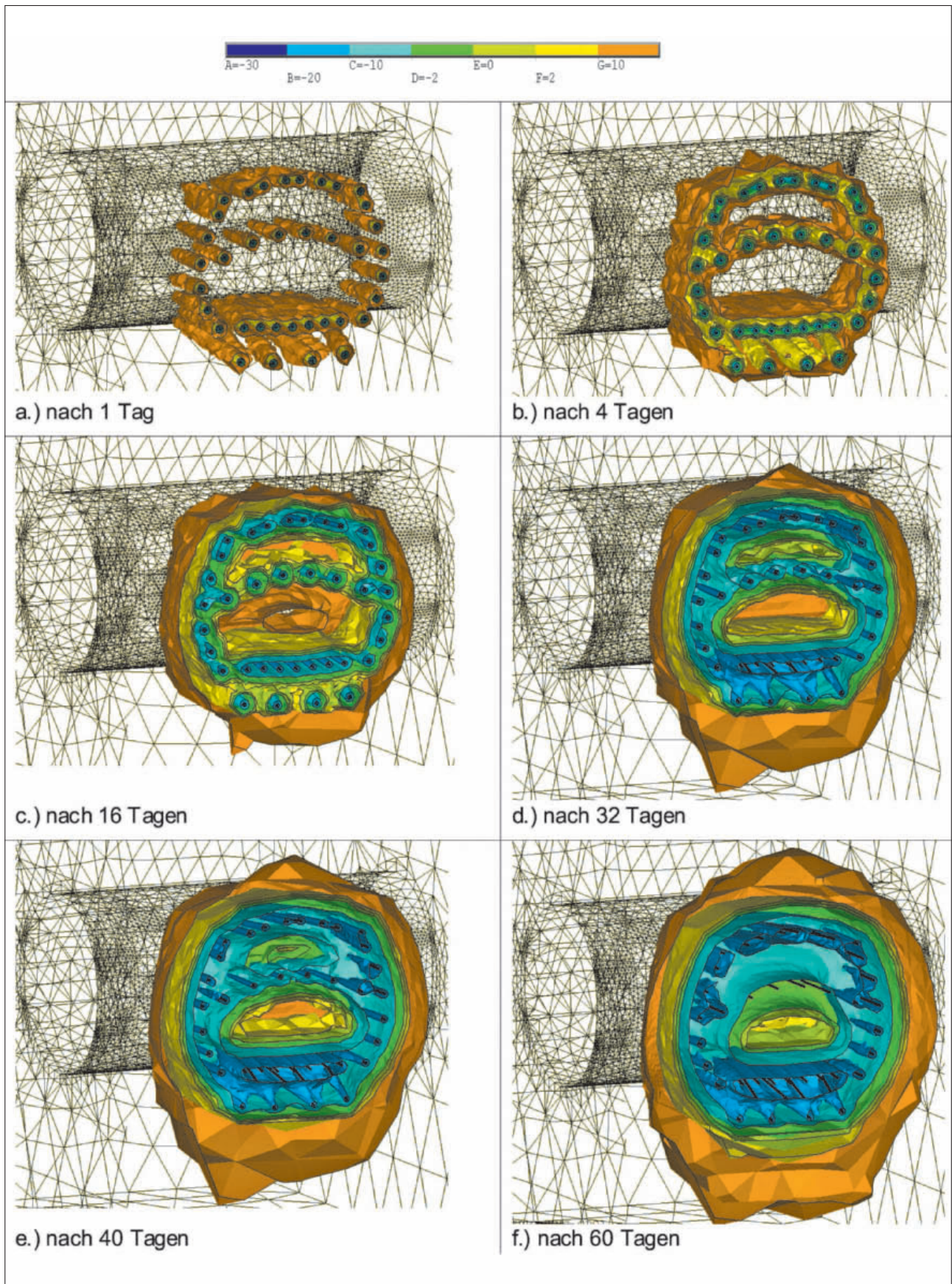
After around 30 days, the ice-shield around the cross-section is continuous (**Figure 10 d**). Temperatures in the two inner zones of the ice-shield have fallen as time progresses. Even after 60 days, an unfrozen zone remains in the inner area of the lower sector, between Brine Group 4 and Brine Group 5 (**Fig. 10f**).

Cooling in Brine Group 4, which divides the frozen body into tunnel crown and tunnel invert, is discontinued after



Quelle/Credit: TU Braunschweig

9 Vergleich numerischer und gemessener Ergebnisse (CP01, TA1)
Comparison of numerical and measured results (CP01, TA1)



Quelle/credit: TU Braunschweig

10 Qualitative Darstellung des Frostkörperwachstums nach 1, 4, 16, 32, 40, 60 Tagen
 Qualitative view of frozen body growth after 1, 4, 16, 32, 40 and 60 days



Quelle/credit: Wayss & Freytag/Locobouw

11 Ankunft TBM Nord (rechts) und Tunnel Süd (links)
Arrival of north TBM (right) and the south tunnel (left)

dessen erwärmt sich der Bereich, der durch die Gruppe 4 gekühlt wurde, bereits wieder. Die Gefrierlanzen der anderen Gruppen kühlen den Boden während der Erhaltungsphase weiter.

Für die Simulation der Temperaturentwicklung der anderen Querschnitte wird derzeit das numerische Modell angepasst und weiter entwickelt. Neben der veränderten Geologie und den Lanzenorientierungen sind im Bereich der Schelde konvektive Einflüsse beim Gefriervorgang zu berücksichtigen. So führen eine generelle Grundwasserströmung und der Tideeinfluss zu einer Verschleppung der induzierten Temperaturfelder und damit zu einer höheren Aufgefrierzeit.

4 Zusammenfassung

Mit der vorzeitigen Fertigstellung der Vortriebe der beiden Tunnelröhren Mitte Mai 2011 (Südröhre: siehe Bild 11) und Ende Juli 2011 (Nordröhre) wurde ein Meilenstein der neuen Eisenbahnverbindung Liefkenshoek erfolgreich erreicht.

Die Arbeiten an den 13 Querschnitten und den 16 Anschlüssen an die Rettungsschächte, die bereits während der beiden Vortriebe gestartet wurden, wurden termingerecht abgeschlossen. Die Tunnelverbindung ist seit dem 14. Dezember 2014 in Betrieb.

51 days. The area cooled by Group 4 warms up again as a result. The freezing probes of the other groups continue to cool the ground during the maintenance phase.

The numerical model is currently being modified and further developed for simulation of the temperature development in the other transverse cross-passages. Close to the Scheldt, it will be necessary to take account not only of the different geology and probe orientations, but also convective influences during the freezing process. A general groundwater flow and the influence of tides result, for example, in migration of the induced temperature fields, and thus in a longer freezing time.

4 Summary

A milestone in the new Liefkenshoek rail link was successfully achieved with the completion ahead of schedule of tunnelling in the two tunnel bores in mid-May 2011 (south bore, see Figure 11) and late July 2011 (north bore).

Work on the thirteen transverse cross-passages and sixteen connections to the escape shafts, which had already been started while driving the tunnel, was completed on time. The tunnel link has been in operation since 14 December 2014.

Marco Ramoni, Dr. sc. Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH

Ulriken Tunnel

Der erste TBM-Vortrieb für einen Bahntunnel in Norwegen

Die 7,8 km lange zweite Röhre des Ulriken Tunnels stellt einen Meilenstein des norwegischen Tunnelbaus dar: Zum ersten Mal wird dort eine TBM für den Vortrieb eines Bahntunnels eingesetzt. Mit 9,3 m weist die gewählte Gripper-TBM zudem den bisher grössten Bohrdurchmesser in Norwegen auf. Nach einem allgemeinen Projektbeschrieb erläutert der vorliegende Beitrag ausgewählte Aspekte dieses TBM-Projekts.

Ulriken Tunnel

The First TBM Drive for a Railway Tunnel in Norway

The 7.8 km long second tube of the Ulriken Tunnel represents a milestone in Norwegian tunnelling; for the first time a TBM will be used to drive a railway tunnel. With a diameter of 9.3 m, the selected gripper TBM will also have the largest diameter ever bored in Norway. After a general description of the project, the paper describes selected aspects of the TBM project.

1 Einleitung

Der Ulriken Tunnel gehört zur sogenannten Bahnlinie „Bergensbanen“, welche die zwei norwegischen Städte von Oslo und Bergen verbindet (Bild 1). Die erste Röhre, die 1964 eröffnet wurde, ist 7,7 km lang und liegt zwischen den Bahnhöfen Årna und Bergen (Bild 2). Aufgrund der sehr starken Auslastung der eingleisigen Strecke durch den Personenverkehr (120 Züge pro Tag) und Güterverkehr (14 Züge pro Tag) und für die Erhöhung der Sicherheit beschloss das norwegische Verkehrsministerium 2009 den zweigleisigen Ausbau, der den Bau einer zweiten Röhre für den Ulriken Tunnel beinhaltet.

Der Vortrieb der 7,8 km langen zweiten Röhre des Ulriken Tunnels hätte ursprünglich sprengtechnisch erfolgen sollen. Im Dezember 2012, kurz vor der Ausschreibung, entschieden aber die Norwegischen Bahnen (Jerbaneverket) auch die Variante „Vortrieb mit Tunnelbohrmaschine (TBM)“ zu verfolgen und



1 Strecke der „Bergensbanen“
Route of the „Bergensbanen“ line

1 Introduction

The Ulriken Tunnel is part of the „Bergensbanen“, the railway line between Oslo and Bergen in Norway (Fig. 1). The existing tunnel, which was opened in 1964, is 7.7 km long and is situated between the stations at Årna and Bergen (Fig. 2). Due to the very high load factor of passenger traffic (120 trains a day) and goods traffic (14 trains a day) on the single-track line, and also in order to improve safety, the Norwegian Transport Ministry decided in 2009 to upgrade the line to two tracks including the construction of a second tube for the Ulriken Tunnel.

The excavation of the 7.8 km long second tube of the Ulriken Tunnel was originally intended to be by drill and blast. In December 2012, shortly before tendering, Norwegian Railways (Jerbaneverket) however decided to pursue the alternative „mechanized tunnelling with TBM“ and this was then tendered parallel with drill and blast. This decision was a great challenge for the intended design team (consisting of Norconsult AS and Basler & Hofmann AG). The production of a design for mechanized tunnelling of the second tube ready for tendering and the preparation of all documents necessary to tender both alternatives had to be undertaken in a very short time. After the evaluation of all eleven bids, the decision fell in favour of the alternative „mechanized tunnelling with TBM“ from the joint venture of Skanska Norge AS and the Strabag AG. The contract volume is about 1.353 m NOK (about 194 m CHF at the time of award).

TBM tunnelling is still far from standard practice in Norway; most of the approximately 5,000 km of tunnels in Norway were excavated by blasting, and TBMs have only been used to bore about 200 km until now [3]. Most of the previous

Tunnel d'Ulriken

Première excavation au tunnelier pour un tunnel ferroviaire en Norvège

Le deuxième tube du tunnel d'Ulriken, long de 7,8 km, constitue un jalon dans la construction des tunnels norvégiens. C'est la première fois, en effet, qu'on y utilise un tunnelier pour creuser un tunnel ferroviaire. D'autre part, le tunnelier à grippers sélectionné présente le plus grand diamètre de forage jamais vu en Norvège. Après une description générale du projet, le présent article commente divers aspects du tronçon réalisé au tunnelier.

Galleria di Ulriken

Il primo scavo con TBM di una galleria ferroviaria in Norvegia

La seconda canna della galleria di Ulriken, lunga 7,8 km, rappresenta una pietra miliare della costruzione di gallerie in Norvegia: infatti, per la prima volta viene impiegata una TBM per la costruzione di una galleria ferroviaria. Inoltre, con i suoi 9.3 m la gripper TBM scelta ha il diametro di foratura più grande realizzato finora in Norvegia. Dopo una descrizione generale del progetto, il presente contributo discute alcuni aspetti del progetto TBM.

schliesslich parallel zum Sprengvortrieb auszuschreiben. Diese Entscheidung stellte das dafür vorgesehene Planungsteam (bestehend aus der Norconsult AS und der Basler & Hofmann AG) vor eine grosse Herausforderung: Die Erarbeitung eines ausschreibungsreifen Projekts für den TBM-Vortrieb der zweiten Röhre und die Vorbereitung aller erforderlichen Dokumente für die Ausschreibung beider Vortriebsmethoden mussten in kürzester Zeit erfolgen. Nach der Beurteilung der eingegangenen elf Offerten fiel im Mai 2014 die Entscheidung zu Gunsten der Variante „TBM-Vortrieb“ der Arbeitsgemeinschaft bestehend aus der Skanska Norge AS und der Strabag AG. Die Auftragssumme liegt bei rund 1.353 Mrd. NOK (rund 194 Mio. CHF zum Zeitpunkt der Vergabe).

Ein TBM-Vortrieb stellt in Norwegen bei weitem noch nicht den Regelfall dar. Der grösste Teil der rund 5'000 km norwegischer Tunnel und Stollen wurde erfolgreich sprengtechnisch ausgebrochen. Für nur rund 200 km Vortrieb setzte man bisher eine TBM ein [3]. Die meisten bisherigen TBM-Vortriebe erfolgten in den 1970er- und in den 1980er-Jahren. Einer der ersten TBM-Vortriebe wurde in den Jahren 1972–1974 für einen Abwasserstollen (Länge: 4,3 km, Bohrdurchmesser: 2,3 m) in Trondheim eingesetzt. Weitere Projekte folgten, vorwiegend im Wasser- aber auch im Verkehrswegebau – wie zum Beispiel ein Strassentunnel (Länge: 6,9 km, Bohrdurchmesser: 7,8 m)

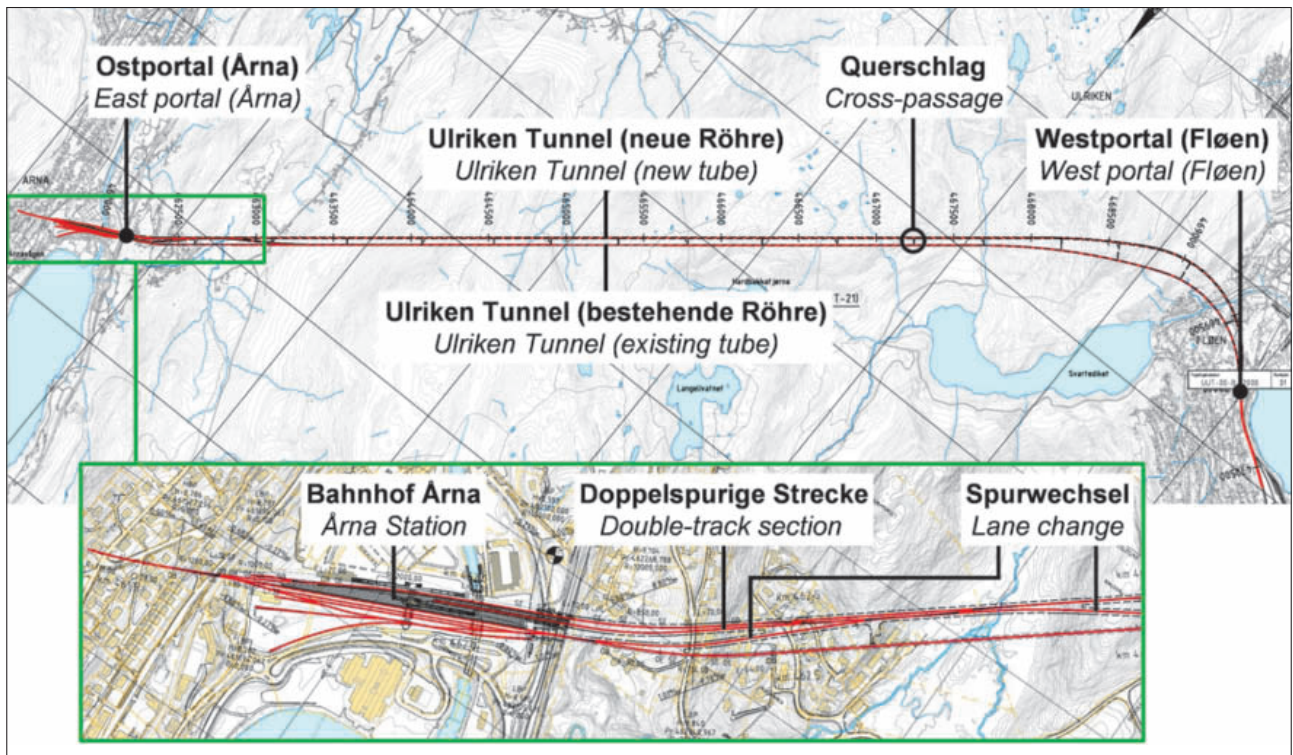
TBM drives took place in the 1970s and the 1980s. One of the first uses of a TBM in Norway was in 1972–1974 for a sewer tunnel (length: 4.3 km, bored diameter: 2.3 m) in Trondheim. Further projects followed, mostly for water but also transport tunnels – such as a road tunnel (length: 6.9 km, bored diameter: 7.8 m) through Fløyfjellet (Bergen), built in the years 1984–1986 [4]. One of the last uses of a TBM in Norway was to bore a water tunnel (length 10.0 km, bored diameter 3.5 m) for the Meråker hydropower project [5]. It was mainly the lack of suitable projects, but also a lack of confidence in TBM technology, which led to a temporary stoppage of TBM use in Norway at the start of the 1990 s after 20 years of sporadic but still regular applications.

TBM technology has recently started to regain interest in Norway. In 2012, a TBM-driven water tunnel (length: 12 km, bored diameter: 7.2 m) was awarded for the Nedre Røssåga hydropower project [6]. In the same year, Norwegian Railways decided that most of the Follobanen Tunnel (length: 19.7 km, bored diameter: 9.8 m) between Oslo main station and Ski should be excavated by TBMs [7] [8]. A TBM should start to bore the second Ulriken Tunnel (length: 7.8 km, bored diameter: 9.3 m) in November 2015. Two special features of this project are that this will be the largest diameter yet bored and the first TBM-driven railway tunnel in Norway [9].



Quelle/credit: [2]

2 Ulriken Tunnel, Karte
Ulriken Tunnel, map



Quelle/Credit: [10] [11]

3 Linienführung (Situation)
Alignment (current situation)

durch Fløyfjellet (Bergen), der in den Jahren 1984–1986 gebaut wurde [4]. Eine der letzten TBM-Einsätze in Norwegen fand in den Jahren 1991–1992 beim Bau eines Wasserstollens (Länge: 10,0 km, Bohrdurchmesser: 3,5 m) für das Wasserkraftprojekt Meråker statt [5]. Hauptsächlich das Fehlen geeigneter Projekte, jedoch auch ein mangelndes Vertrauen in die TBM-Technologie haben dazu geführt, dass es nach 20 Jahren sporadischen, aber dennoch regelmässigen TBM-Anwendungen Anfang der 1990er-Jahre zu einem vorübergehenden Unterbruch der TBM-Einsätze in Norwegen kam.

Die TBM-Technologie hat in Norwegen in letzter Zeit begonnen, wieder an Bedeutung zu gewinnen. 2012 wurde der TBM-Vortrieb für einen Wasserstollen (Länge: 12 km, Bohrdurchmesser: 7,2 m) des Wasserkraftprojekts Nedre Røssåga vergeben [6]. Im selben Jahr beschlossen die Norwegischen Bahnen, dass der Follobanen Tunnel (Länge: 19,7 km, Bohrdurchmesser: 9,8 m) zwischen Oslo Hauptbahnhof und Ski vorwiegend mittels TBM ausgebrochen werden soll [7] [8]. Der TBM-Vortrieb der zweiten Röhre des Ulriken Tunnels (Länge: 7,8 km, Bohrdurchmesser: 9,3 m) wird voraussichtlich im November 2015 starten. Der bisher grösste Bohrdurchmesser in Norwegen und der erste TBM-Vortrieb für einen norwegischen Bahntunnel stellen zwei Besonderheiten bei diesem Projekt dar [9].

Der vorliegende Beitrag fokussiert nachfolgend auf die zweite Röhre des Ulriken Tunnels. Nach einem generellen Projektbeschrieb (Abschnitt 2) werden ausgewählte Aspekte des TBM-Projekts kurz erläutert (Abschnitt 3).

This paper concentrates on the second tube of the Ulriken Tunnel. After a general description of the project (Section 2), selected aspects of the TBM project are briefly described (Section 3).

2 Project Description

2.1 Alignment and Tunnel System

The second tube of the Ulriken Tunnel runs south of the existing tube (Fig. 3). The two portals are located in Årna (east portal, Fig. 4a) and Fløen (Bergen, west portal, Fig. 4b). The design speed for the line is 160 km/h. The vertical alignment is saddle-shaped: along the first 1.9 km from the east, the new tube ascends at a gradient of 8.8 ‰, followed by a descent (from Årna to Fløen) at a gradient of 3.0 ‰.

In addition to the existing tunnel, the following components are part of the new tunnel system (Fig. 3): a 750 m long twin-track section at the east portal (Årna); a track crossover between the new and existing tube, also in the eastern part of the tunnel; a 7,030 m long single-track section from the west portal (Fløen); 15 cross passages, which connect the two tubes every 500 m and house technical equipment.

2.2 Geology and Hydrogeology

The geological map and the geological longitudinal profile of the Ulriken Tunnel are shown in Fig. 5. The Ulriken Tunnel runs completely through rock. The rock mass consists of various hard rocks. At the east portal (Årna) are granite, syenite, monzonite, charnockite and granulite, after which

2 Projektbeschreibung

2.1 Linienführung und Tunnelsystem

Die zweite Röhre des Ulriken Tunnels verläuft südlich der bereits bestehenden Röhre (Bild 3). Die zwei Portale befinden sich in Årna (Ostportal, Bild 4a) und Fløen (Bergen, Westportal, Bild 4b). Die Projektierungsgeschwindigkeit beträgt 160 km/h. Die vertikale Linienführung ist sattelförmig: Entlang der ersten 1,9 km im östlichen Bereich verläuft die neue Röhre steigend mit einem Längsgefälle von 8,8 ‰, danach wird die Strecke fallend (von Årna nach Fløen) mit einem Längsgefälle von 3,0 ‰ fortgeführt.

Neben der bestehenden Röhre sind folgende Elemente Bestandteil des neuen Tunnelsystems (Bild 3): Eine 750 m lange doppelspurige Strecke im Bereich des Ostportals (Årna); ein Spurwechsel zwischen neuer und bestehender Röhre, ebenfalls im östlichen Teil des Tunnels; eine 7'030 m lange, einspurige Strecke ab dem Westportal (Fløen); 15 Querschläge, welche die zwei Röhren alle 500 m verbinden und technische Räume beherbergen.

2.2 Geologie und Hydrogeologie

Der geologische Grundriss und das geologische Längenprofil des Ulriken Tunnels sind im Bild 5 dargestellt. Der Ulriken Tunnel verläuft vollständig im Fels. Das Gebirge besteht aus verschiedenen Hartgesteinen. Im Bereich des Ostportals (Årna) sind Granit, Syenit, Monzonit, Charnockit und Granulit vorhanden. Nachfolgend sind Anorthosit und granitischer Gneis anzutreffen. Der mittlere Bereich besteht aus Augengneis und gebändertem Gneis sowie Migmatit, migmatischem Gneis, Quarzit und Quarzschiefer. Im westlichen Teil sind Amphibolit, Gabbro, Grünstein, Glimmerschiefer und mylonitischer Gneis vorhanden.

Die Felsüberdeckung variiert zwischen minimal 5 m und maximal 600 m. Die einaxiale Druckfestigkeit der Gesteine schwankt zwischen 80 und 250 MPa. Die Abrasivität wird vorwiegend als „hoch“ eingestuft (wobei der Cerchar Index gemäss Prognose bis zu 5,5 betragen kann). Das Trennflächensystem besteht aus einer bis vier Kluftscharen und der Schieferung. Die Hauptkluftschare und die Schieferung verlaufen parallel. Der Kluftabstand ist mehrheitlich grösser

anorthosite and granitic gneiss are encountered. The middle part consists of Augen gneiss and banded gneiss as well as migmatite, migmatic gneiss, quartzite and quartzitic schist. In the western part are amphibolite, gabbro, greenstone, mica schist and mylonitic gneiss.

The rock overburden varies between a minimum of 5 m and maximum of 600 m. The unconfined compression strength fluctuates between 80 and 250 MPa. The abrasiveness is predominantly categorised as “high” (with Cerchar Index of up to 5.5 according to the forecast). The jointing system consists of one to four joint sets and the foliation. The main joint set and the foliation run parallel, and the joints are spaced at more than 2 m. The expected geological conditions are generally good although there are many heavily jointed zones. “Very good” to “good” conditions (described according to the Norwegian classification system) are forecast for more than 50 % of the tunnel length, and “adequate” conditions are forecast for another 40 %. The remaining 10 % is classified as “bad” to “very bad”. The rock mass is generally dry or bears little water; relevant water ingress is only to be expected in heavily jointed zones.

2.3 Construction Schedule

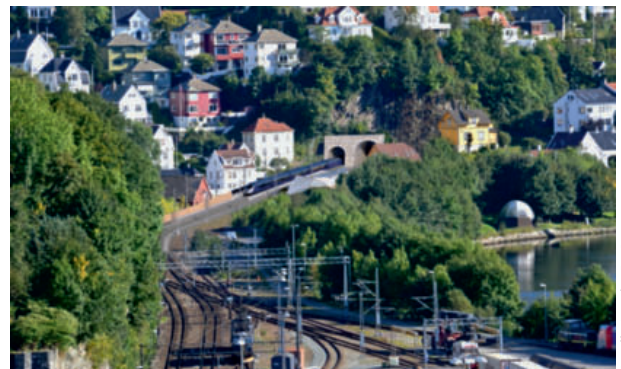
The tunnel will be advanced from the east (Årna) to the west (Fløen), first descending (along the first 1.9 km) and then ascending. About 1 km will first be excavated by drill and blast, and the remaining 6.8 km will then be bored by a gripper TBM.

The decision to excavate the first part of the tunnel by drill and blast is primarily based on the consideration that cross-sections have to be excavated with various geometries at the east portal (Årna). Furthermore, the tunnel can still progress while the TBM is on order and the drill and blast tunnel will prepare the section for assembling and launching the TBM.

Preparatory works for tunnelling started in August 2014. Drill and blast excavation started in November 2014 and will last until August 2015. The start of the TBM drive is planned for November 2015, and it should break through in June 2017. Construction works should be completed by May 2019 (new tube) and September 2021 (entire project), after which the tunnel will be put into operation.

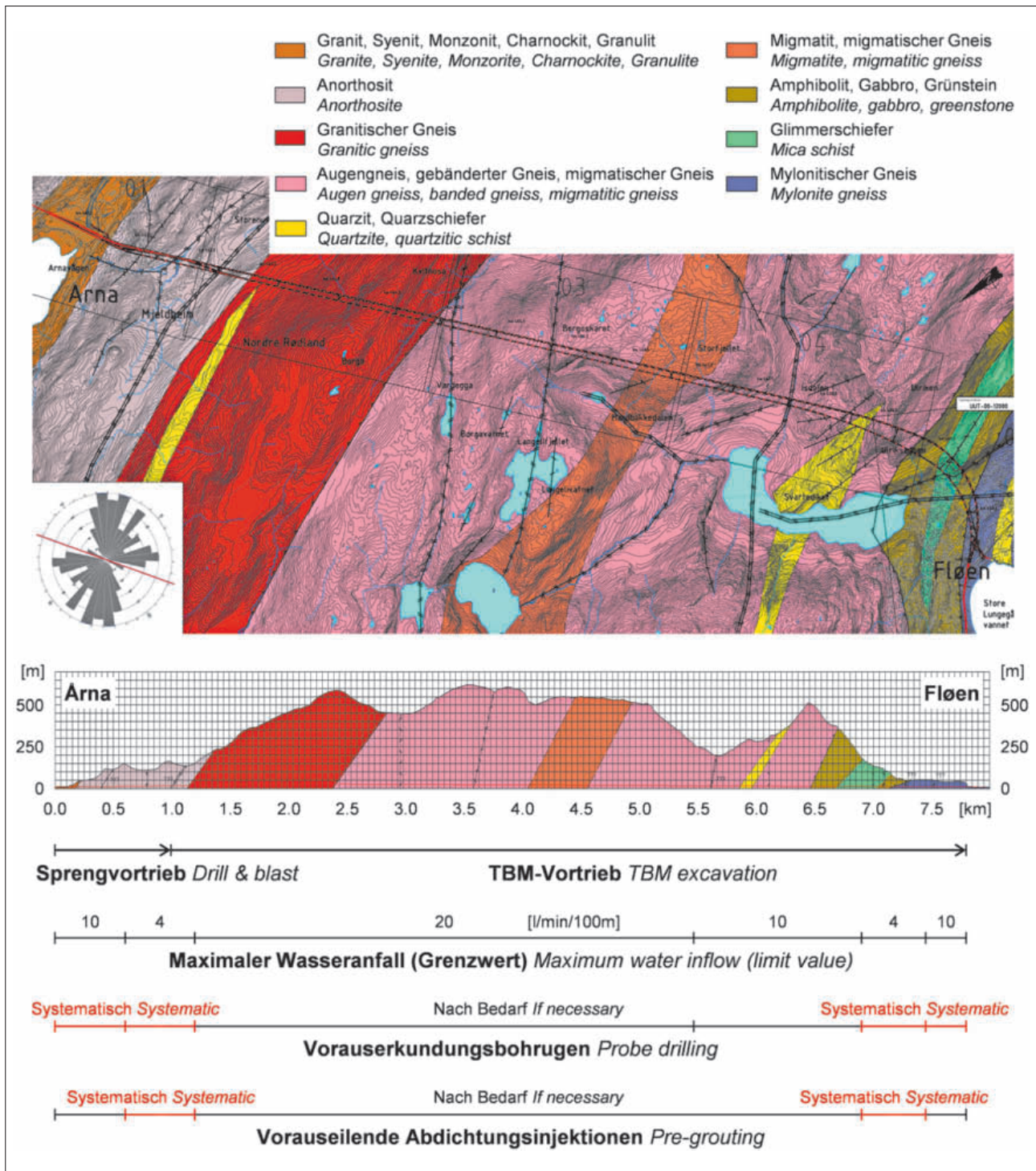


4a Ostportal in Årna
East portal in Årna



4b Westportal in Fløen
West portal in Fløen

Quelle/credit: [12]



Quelle/Credit: [13], [14]

5 Geologischer Grundriss (oben) und geologisches Längensprofil (unten)
Geological map (top) and geological longitudinal profile (bottom)

als 2 m. Die erwarteten geologischen Bedingungen sind generell gut, auch wenn mehrere stark geklüftete Bereiche vorhanden sind. Für 50 % der Strecke werden „sehr gute“ bis „gute“ Verhältnisse (Bezeichnungen nach dem norwegischen Klassifizierungssystem) prognostiziert. Für weitere 40 % sind „ausreichende“ Verhältnisse erwartet. Die restlichen 10 % werden als „schlecht“ bis „sehr schlecht“ klassifiziert. Das Gebirge ist generell trocken oder wenig wasserfüh-

3 TBM Project

3.1 TBM

As already mentioned, a gripper TBM is planned (Fig. 6) with a bored diameter of 9.3 m. Further technical details of the TBM are listed in Table 1.

Since it will cause much less vibration than drill and blast, the use of a TBM is generally favourable for the planned

rend. Ein relevanter Wasseranfall ist nur in stark geklüfteten Bereichen zu erwarten.

2.3 Bauprogramm

Der Vortrieb wird von Osten (Årna) nach Westen (Fløen) zuerst fallend (entlang der ersten 1,9 km) und danach steigend erfolgen. Zuerst wird man rund 1 km sprengtechnisch ausbrechen. Danach werden die restlichen rund 6,8 km mit einer Gripper-TBM aufgeföhren.

Die Wahl eines Sprengvortriebs für den ersten Teil des Bauvorhabens lässt sich hauptsächlich wie folgt begründen: Im Bereich des Ostportals (Årna) sind Querschnitte unterschiedlicher Geometrie auszubrechen; während der Lieferzeit der TBM kann trotzdem vorgetrieben werden; und mit dem Sprengvortrieb wird die Montage- und Startstrecke der TBM vorbereitet.

Die Vorarbeiten für den Tunnelbau starteten im August 2014. Der Sprengvortrieb hat im November 2014 begonnen und wird bis August 2015 dauern. Der Beginn des TBM-Vortriebs ist für den November 2015 vorgesehen; der Durchschlag der TBM soll im Juni 2017 erfolgen. Die Bauarbeiten werden voraussichtlich im Mai 2019 (neue Röhre) respektive im September 2021 (ganzes Projekt) enden. Anschliessend wird der Tunnel in Betrieb gehen.

3 TBM-Projekt

3.1 TBM

Wie erwähnt, ist für den TBM-Vortrieb der Einsatz einer Gripper-TBM (Bild 6) mit einem Bohrdurchmesser von 9,3 m vorgesehen. Weitere technische Daten der TBM sind in der Tabelle 1 aufgelistet.

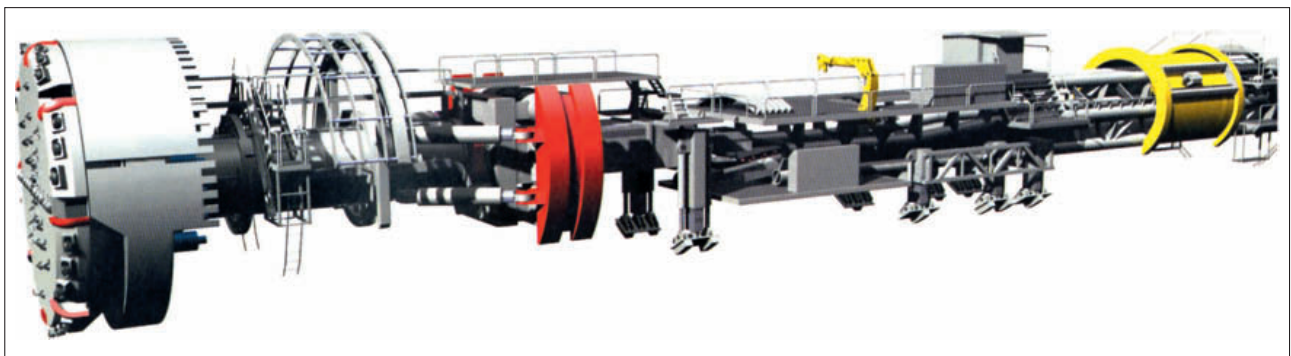
Aufgrund der deutlich geringeren Erschütterungen gegenüber dem Sprengvortrieb ist der TBM-Vortrieb für das geplante Bauvorhaben grundsätzlich günstig. Dieser Aspekt ist nicht nur für die Portalbereiche von Bedeutung (beide Portale befinden sich in bebautem Gebiet), sondern auch generell aufgrund des geringen Abstands zwischen der neuen und der bestehenden Röhre, für welche ein Grenzwert für

project. This aspect is not only significant at the portals (both are located in built-up areas) but also in general due to the close spacing of the new and the existing tunnel tube, for which a vibration threshold of 15 mm/s has been specified. Since the TBM can work practically without vibration, this method of tunnelling does not require the regular short interruptions of services, which would be necessary for each blast.

Another advantage of TBM tunnelling compared to drill and blast is the more accurate excavation profile. This is of advantage for the stability of the excavated cavity as well as for potential water ingress since the rock mass around the tunnel is loosened less.

The stability of the cavity during the TBM drive is ensured by the usual support measures: installation of rock bolts (length: 3–4 m, pattern: 1.5 m x 1.5 m or 2 m x 2 m), shotcrete reinforced with one or two layers of mesh (thickness: 8–20 cm; steel fibre reinforced shotcrete has also been specified as an alternative) and steel arches (profile: TH42 or HEB140) in various combinations depending on the support class. Altogether five main support classes have been defined. Fig. 7 shows support class 2, which is used most.

Even though tunnelling is completely in rock, the presence of soil in the project area is also significant due to the potential surface settlement, which could be caused by the drainage of the rock mass or soils during tunnelling. In order to avoid impermissible surface settlement and settlement differences and also for the general protection of bodies of water at ground level, strict thresholds are set for water ingress (4–20 l/min/100 m), both for the construction and the operation phase. The second tube of the Ulriken Tunnel will not be fully waterproofed, neither during construction nor in operation. In order to reduce water ingress, the performance of waterproofing pre-grouting is provided. In sections where the threshold for water ingress is 4 l/min/100 m (about 15 % of the distance, Fig. 5), it is planned to perform systematic waterproofing pre-grouting. In other sections, this will be carried out as required from the results of probe drilling and observed water ingress.



6 Gripper-TBM
Gripper TBM

Quelle/credit: [15]

Hersteller/Manufacturer	Herrenknecht
Bohrdurchmesser/Boring diameter	9.30 m
Vorschubkraft/Total thrust force	27 MN
Anpresskraft/Contact thrust force	20 MN
Gripperkraft/Gripping force	72 MN
Drehmoment/Torque	10 MNm
Losbrechmoment/Breakout torque	16 MNm
Drehzahl/Rotation speed	0–6.4 rpm
Durchmesser Rollenmeissel/ Disc cutter size	19"
Anzahl Rollenmeissel/ Number of disc cutters	62
Bohrhub/Stroke	2 m

Quelle/credit: [16]

Table 1 Technische Daten der Gripper-TBM (Auswahl)

Table 1 Technical data of the gripper TBM (selection)

die Erschütterungen von 15 mm/s definiert wurde. Da der TBM-Vortrieb praktisch erschütterungsfrei ist, kann mit dieser Methode auf die regelmässigen, kurzen Betriebsunterbrüche der bestehenden Röhre, welche für jede Sprengung erforderlich gewesen wären, verzichtet werden.

Ein weiterer Vorteil des TBM-Vortriebs gegenüber dem Sprengvortrieb ist der schonende Ausbruch. Dies wirkt sich günstig auf die Stabilität des Hohlraums sowie auf den potentiellen Wasseranfall aus, da die Auflockerung des Gebirges rund um den Hohlraum kleiner ist.

Die Stabilität des Hohlraums wird während des TBM-Vortriebs mit den üblichen Sicherungsmitteln gewährleistet: Zum Einsatz kommen Felsanker (Länge: 3–4 m, Raster: 1,5 m x 1,5 m oder 2 m x 2 m), einlagig oder zweilagig armierter Spritzbeton (Dicke: 8–20 cm; als Alternative ist auch Spritzbeton mit Stahlfaserarmierung ausgeschrieben worden) und Stahlbögen (Profil: TH42 oder HEB140) in unterschiedlichen Kombinationen, je nach Sicherungsklasse. Insgesamt sind fünf Hauptsicherungsklassen definiert worden. Bild 7 zeigt die Sicherungsklasse 2, die am meistens zur Anwendung kommen sollte.

Auch wenn die Vortriebsarbeiten vollständig im Fels durchzuführen sein werden, ist das Vorhandensein von Lockergesteinen im Projektgebiet relevant aufgrund der potentiellen Oberflächensetzungen, die von einer Drainage des Gebirges respektive der Lockergesteine durch den Tunnelbau hervorgerufen werden könnten. Um unzulässige Setzungen und Setzungsdifferenzen an der Oberfläche sowie im Allgemeinen die Oberflächengewässer zu schützen, wurden strikte Grenzwerte für den Wasseranfall (4–20 l/min/100 m) sowohl für die Bau- als auch für die Betriebsphase definiert. Die zweite Röhre des Ulriken Tunnels wird sowohl während des Vortriebs als auch in der Betriebsphase nicht vollabgedichtet sein. Für die Reduktion des Wasseranfalls ist die Ausführung von vorausseilenden Abdichtungsinjektionen vorgesehen.

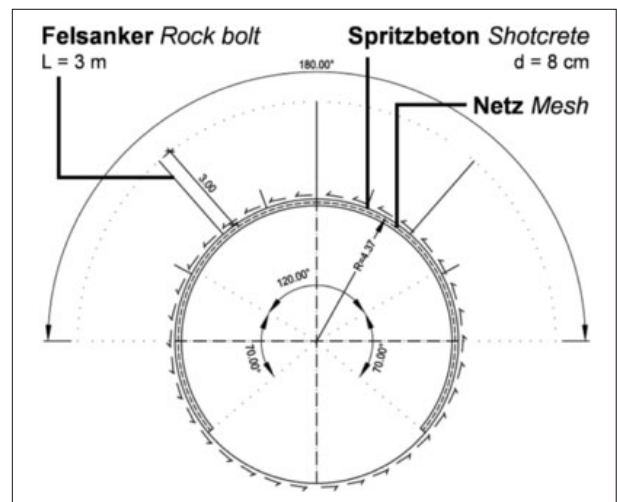
The intended gripper TBM is equipped to enable the installation of support measures directly behind the cutterhead. It is also possible to install a forepoling canopy in the crown (120 °) (Fig. 8). Probe drilling is possible with a maximum length of 50 m ahead of the front edge of the face. The pre-grouting will cover a zone 30 m long in front of the face around the entire profile (360 °).

3.2 Standard Profile

The starting point for the development of the standard profile for TBM tunnelling is the standard drill and blast profile (Fig. 9a). This standard profile has a height of 9.2 m and a width of 9.1 m, giving an excavated cross-sectional area of 76 m². The standard profile was designed for a ballast track bed and the use of overhead power (as catenary). The final lining is installed as a single layer according to the Norwegian construction method and partially waterproofed.

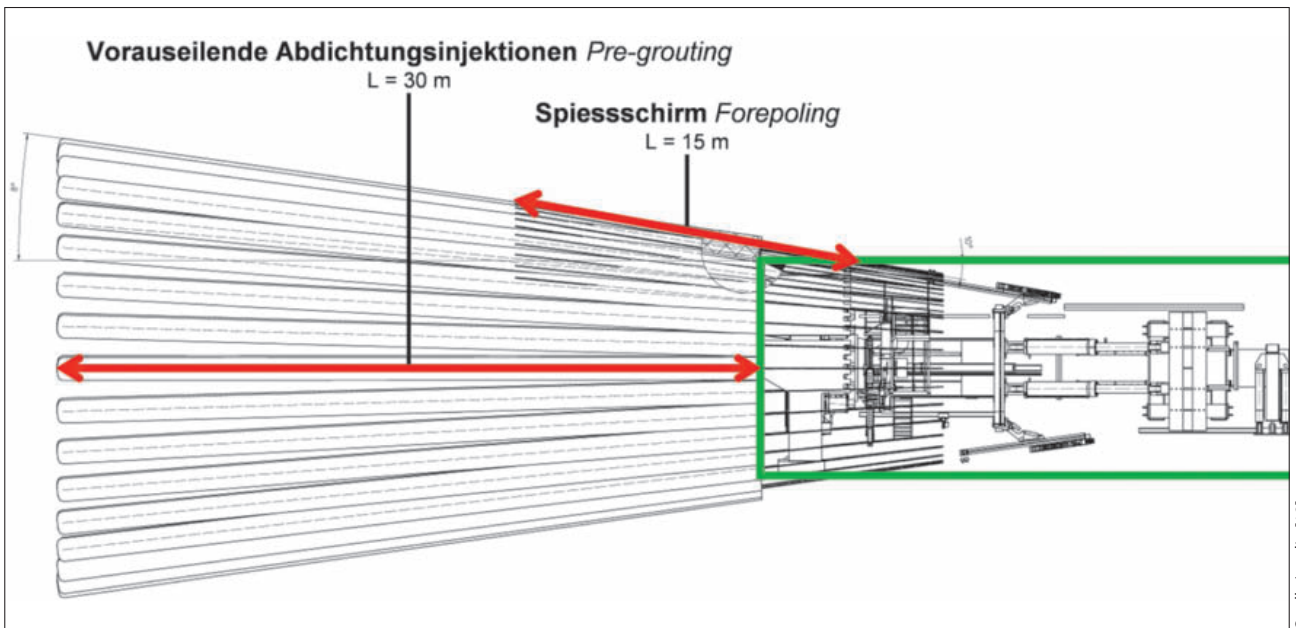
In the course of design work for the TBM alternative, the standard profile was continually optimised in order to specify the smallest possible standard profile in the tenders. The final result is shown in Fig. 9b. The bored diameter is 8.7 m, giving an excavated cross-sectional area of 59 m². The reduction of area compared to drill and blast by 17 m² (more than 20 % of the original excavated area) was due, in addition to numerous geometrical optimisations, to the provision of ballastless track (with a considerable reduction of the width of the track) and conductor rail (with a considerable reduction of the required height of the structure gauge). The lining in the completed state consists of two layers with an inner lining of in-situ concrete, and is partially waterproofed.

The standard profile selected for construction is shown in Fig. 9c and has a bored diameter of 9.3 m. The associated enlargement of the excavated area to 68 m² is the result of two decisions by the client. Firstly, it was decided not to use a conductor rail. The overhead will, as originally planned, use a catenary since the solution with a conductor rail is not ap-



7 Sicherungsklasse 2 (Querschnitt)
Support class 2 (cross-section)

Quelle/credit: [17]



8 Vorausseilende Abdichtungsinjektionen während des TBM-Vortriebs (Längsschnitt)
Pre-grouting during the TBM drive (longitudinal section)

In den Bereichen, wo der Grenzwert für den Wasseranfall 4 l/min/100 m beträgt (rund 15 % der Strecke, Bild 5) ist es geplant, die vorausseilenden Abdichtungsinjektionen systematisch durchzuführen. In den anderen Bereichen werden diese nach Bedarf aufgrund der Ergebnisse der Vorauserkundungsbohrungen und des beobachteten Wasseranfalls angeordnet.

Die vorgesehene Gripper-TBM ist so ausgerüstet, dass der Einbau der geplanten Sicherungsmittel direkt hinter dem Bohrkopf möglich ist. Zudem ist auch der Einbau eines Spiessschirms im Firstbereich (120 °) möglich (Bild 8). Für die Vorauserkundungsbohrungen ist eine maximale Bohrlänge von 50 m ab Vorderkante Ortsbrust vorgesehen. Die vorausseilenden Abdichtungsinjektionen werden einen 30 m langen Bereich vor der Ortsbrust rund um das ganze Profil (360 °) abdecken.

3.2 Normalprofil

Die Ausgangslage für die Entwicklung des Normalprofils für den TBM-Vortrieb stellte das Normalprofil für den Sprengvortrieb dar (Bild 9a). Dieses Normalprofil weist eine Höhe von 9,2 m und eine Breite von 9,1 m auf. Die resultierende Ausbruchsfläche beträgt 76 m². Das Normalprofil wurde für eine Schotterfahrbahn und für den Einsatz einer Fahrleitung (als Kettenwerk ausgeführt) konzipiert. Der Ausbau im Endzustand ist einschalig nach der norwegischen Bauweise und teilabgedichtet.

Im Laufe der Erarbeitung des TBM-Projekts optimierte man das Normalprofil kontinuierlich, um das kleinstmögliche Normalprofil ausschreiben zu können. Das Endergebnis stellt Bild 9b dar. Der Bohrdurchmesser beträgt 8,7 m, was zu einer Ausbruchsfläche von 59 m² führt. Massgebend für die Reduk-

proved in Norway for the 160 km/h design speed of the second tube of the Ulriken Tunnel. In addition the lining, also as originally planned, will be designed with the Norwegian method of construction (Fig. 10a) and not as two layers with an in-situ concrete inner lining (Fig. 10b) – despite the clear advantage of the latter solution (particularly regarding the structural effect and durability [23]).

3.3 Excavated Material

The excavated material also poses a challenge. It is generally known that muck from a TBM generally contains more fines than that from a drill and blast under the same geological conditions. The form of the rock fragments is also more plate-shaped. These two differences worsen the starting conditions for recycling or resale of the excavated material in Norway, where concrete aggregates can be purchased relatively cheaply. The excavated material in this case will be accepted by the City of Bergen for intermediate storage and used later to cover contaminated fjord basins.

4 Final Comments

The second tube of the Ulriken Tunnel project represents a milestone in Norwegian tunnelling. For the first time a TBM is being used to bore a railway tunnel, and with a diameter of 9.3 m the gripper TBM will have the largest diameter ever bored in Norway. The TBM drive should last from November 2015 to June 2017 and together with other projects will contribute to bringing TBM technology back to Norway after the temporary interruption of TBM applications in the country at the start of the 1990s.

It is also worth mentioning that both the major projects in Norway, which will soon use TBMs – the second tube of the

tion der Ausbruchfläche gegenüber dem Sprengvortrieb um 17 m² (mehr als 20 % der ursprünglichen Ausbruchfläche) waren, nebst zahlreichen geometrischen Optimierungen, die Anordnung einer festen Fahrbahn (deutliche Reduktion der erforderlichen gesamten Fahrbahnbreite) und einer Stromschiene (deutliche Reduktion der Höhe des erforderlichen Lichtraumprofils). Der Ausbau im Endzustand ist zweischalig mit einer Innenschale aus Ortbeton und teilabgedichtet.

Das Normalprofil, das für die Ausführung gewählt wurde, ist im Bild 9c dargestellt und weist einen Bohrdurchmesser von 9,3 m auf. Die damit verbundene Vergrößerung der Ausbruchfläche auf 68 m² ist auf zwei Entscheide der Bauherrschaft zurückzuführen. Zum einen hat man auf den Einsatz einer Stromschiene verzichtet. Die Fahrleitung wird, wie ursprünglich geplant, als Kettenwerk ausgeführt, da die Lösung mit Stromschiene für die Projektierungsgeschwindigkeit der zweiten Röhre des Ulriken Tunnels von 160 km/h in Norwegen noch nicht bewilligt ist. Zum anderen wird der Ausbau, ebenfalls wie ursprünglich geplant, nach der norwegischen Bauweise (Bild 10a) und nicht zweischalig mit Innenschale aus Ortbeton (Bild 10b) ausgeführt – trotz der klaren Vorteile, welche die zweite Lösung hat (insbesondere in Bezug auf statische Wirkung und Dauerhaftigkeit [23]).

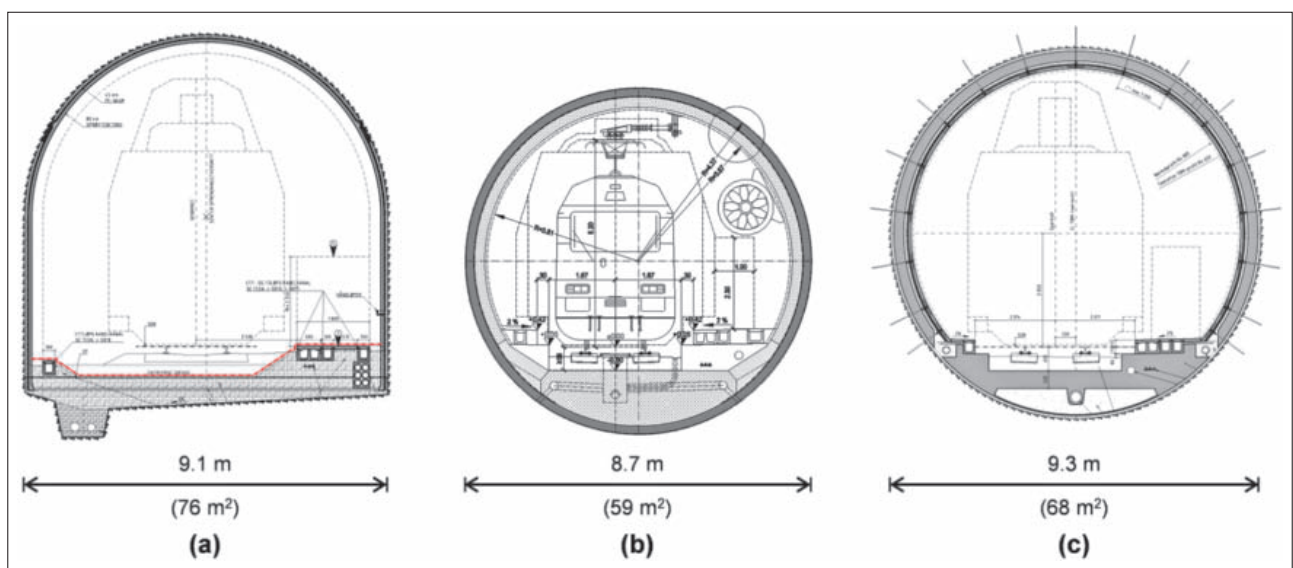
3.3 Ausbruchsmaterial

Eine Herausforderung stellte auch das Ausbruchsmaterial dar. Es ist allgemein bekannt, dass für dieselben geologischen Bedingungen das Ausbruchsmaterial eines TBM-Vortriebs mehr Feinanteile als dasjenige eines Sprengvortriebs enthält. Zudem ist die Form der Felsstücke mehr lamellenartig. Diese beiden Unterschiede verschlechtern die Ausgangslage für die Weiterverwendung respektive für den Weiterverkauf des Ausbruchsmaterials in Norwegen, wo Betonzuschläge verhältnismässig kostengünstig zu erhalten sind.

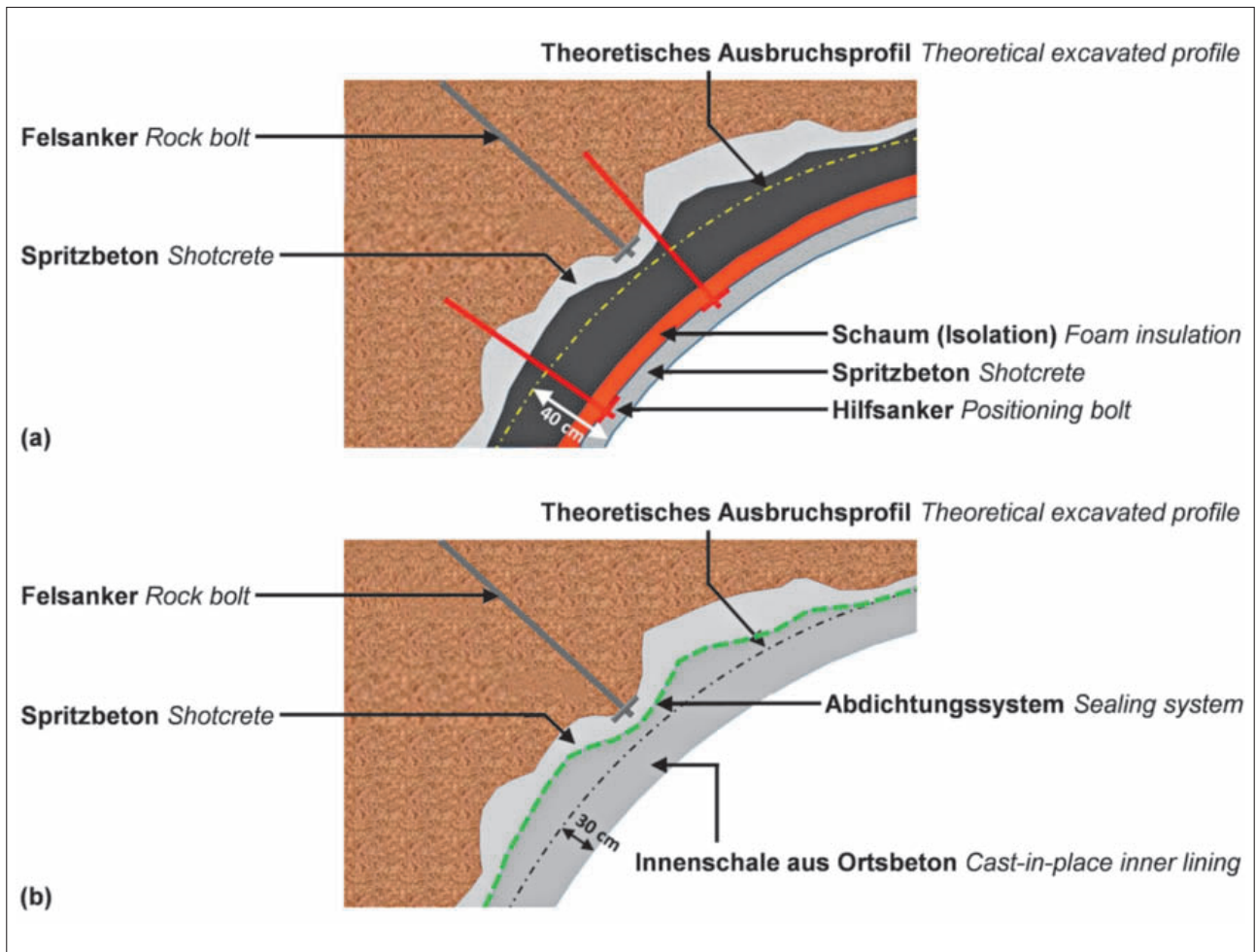
Ulriken Tunnel described in this paper and the Follobanen Tunnel [7] [8] – have been greatly influenced by Swiss consultants.

5 Literatur/References/Quellen/Credits

- [1] Wikipedia: Strecke der Bergensbanen; <http://de.wikipedia.org/wiki/Bergensbanen> (2015)
- [2] Google_Maps: Ulriken Tunnel; <https://maps.google.com> (2015)
- [3] Holen, H.: TBM vs. drill & blast tunnelling; Norwegian TBM tunnelling, Norwegian Tunnelling Society, Publication no. 11 (2002), S. 95–98
- [4] Hansen, A. M.: The history of TBM tunnelling in Norway; Norwegian TBM tunnelling, Norwegian Tunnelling Society, Publication no. 11 (2002), S. 11–19
- [5] Dammyr, Ø. B.: The use of TBM in future Norwegian infrastructure projects; PhD project, preliminary description (2011)
- [6] Wallis, S.: Hydro brings TBMs back to Norway; Tunneltalk – Direct by design, tunneltalk.com (26.09.2013)
- [7] Jernbaneverket: The Follo Line Project; International Presentation Conference, Oslo (2012)
- [8] Gollegger, J.; Ramoni, M.; Soll, A.: Follo Line Project, Oslo/N – drill & blast versus TBM; Swiss Tunnel Congress, FGU-Fachtagung für Untertagbau, Genf, S. 134–139, FGU Fachgruppe für Untertagbau Esslingen (2013)
- [9] Anonymus: Skanska und Strabag bauen neuen Ulriken-Tunnel mit TBM; Skand.Baunews – Nachrichten aus der skandinavischen Bauindustrie (28.04.2014)
- [10] Projektdokument: Plan UUT-00-B-12 000, Rev. 01 (28.11.2012)
- [11] Projektdokument: Plan UUT-00-B-12 001, Rev. 01 (28.11.2012)
- [12] Jernbaneverket: Strekningen Bergen – Årna; Jernbaneverket Informer (Dezember 2012)



9 Normalprofile: (a) Sprengvortrieb; (b) TBM-Vortrieb (mit Stromschiene und Inneschale); (c) TBM-Vortrieb (mit Kettenwerk und norwegischem Ausbau)
Standard profile: (a) Drill and blast; (b) TBM (with conductor rail and inner lining); (c) TBM (with catenary and Norwegian lining)



Quelle/Credit: (a) [22]; (b) [23]

10 (a) Norwegischer Ausbau; (b) Zweischaliger Ausbau mit Innenschale aus Ortsbeton
 (a) Norwegian lining; (b) Two-layer lining with inner lining of in-situ concrete

Das Ausbruchmaterial wird in diesem Fall von der Stadt Bergen abgenommen und in einer ersten Phase in einer Zwischendeponie gelagert. Es soll später zur Abdeckung von kontaminierten Fjordbecken verwendet werden.

4 Schlussbemerkungen

Das Projekt „Zweite Röhre Ulriken Tunnel“ stellt einen Meilenstein des norwegischen Tunnelbaus dar: Zum ersten Mal wird eine TBM für den Vortrieb eines Bahntunnels eingesetzt; mit 9,3 m weist die gewählte Gripper-TBM den bisher größten Bohrdurchmesser in Norwegen auf. Der TBM-Vortrieb wird voraussichtlich vom November 2015 bis zum Juni 2017 dauern und wird mit anderen Projekten dazu beitragen, die TBM-Technologie nach Norwegen zurückzubringen nachdem es Anfang der 1990er-Jahre zu einem vorübergehenden Unterbruch der TBM-Einsätze in diesem Land kam.

Es ist erwähnenswert, dass zwei Grossprojekte in Norwegen, die demnächst mit TBM aufgeföhren werden sollen – nämlich die in diesem Beitrag beschriebene zweite Röhre des Ulriken Tunnels und der Follobanen Tunnel [7] [8] – massgebend von schweizerischen Ingenieurbüros geprägt wurden.

- [13] Projektdokument: Plan UUT-00-V-12 000, Rev. 01 (28.11.2012)
- [14] Projektdokument: Plan UUT-00-V-12 008, Rev. 00 (27.05.2013)
- [15] Herrenknecht AG, Schwanau
- [16] Projektdokument: Technical specifications and layout information TBM S-935 (28.10.2014)
- [17] Projektdokument: Plan UUT-00-V-12 381, Rev. 01B (21.10.2013)
- [18] Projektdokument (Herrenknecht AG, Schwanau): Plan 4328-A-019-90, Rev. 0 (08.09.2014)
- [19] Projektdokument: Plan UUT-00-F-12 103, Rev. 01 (28.11.2012)
- [20] Projektdokument: Plan UUT-00-F-12 303, Rev. 00B (21.10.2013)
- [21] Projektdokument: Plan UUT-00-F-12 308, Rev. 00 (06.10.2014)
- [22] Reynolds, P: Finding fault at Hanekleiv; Tunnels and Tunnelling International (March 2007), S. 14–16
- [23] Ramoni, M.; Matter, J.: Inner lining in traffic tunnels; Extreme crossings and new technologies, 6th Symposium on strait crossings, Bergen, S. 142–152, Statens Vegvesen Oslo & Tekna Oslo (2013)

Alejandro Sanz, Civil and mechanical engineer, Dragados S.A., Madrid/ES
Enrique Fernández, Mining engineer, Dragados S.A., Madrid/ES
Humberto Ferrer, Civil engineer, Dragados Canada, Ottawa/CA

Ottawa Light Rail Transit

Mined Tunnels Beat Cut and Cover

Mined tunnels provide the means to deliver complex underground infrastructure while minimizing disturbance to neighboring areas. For the Confederation Line Light Rail Transit project in Ottawa, which includes 2.5 km of tunnels and three cavern stations, the city chose the mined option through the downtown centre. The paper describes the conceptual approach and solutions of this megaproject.

1 Introduction

World population reached 7.2 billion in 2014, and as a general tendency cities are growing and the number of residents is increasing – with the subsequent problem of mobility and social services required to support city expansion.

Tokyo with 32 million and Seoul or Mexico City with more than 20 million citizens rank at the top of the list of megacities; 22 more have a population of 10 to 20 million and 34 cities have 5 to 10 million. If we consider those with one million or more, the number increases dramatically and therefore it can be assumed that local authorities in a large number of cities all over the world regard the development of social services and infrastructure as top priorities.

The quality of life in these cities will be directly affected by the way new infrastructure is planned, designed, built and operated. At-grade solutions generate a substantial amount of disturbance during construction and often face restrictions to further extension, while the elevated alternative creates an urban barrier, which reduces the value of property in the surrounding area. Underground solutions are thus a

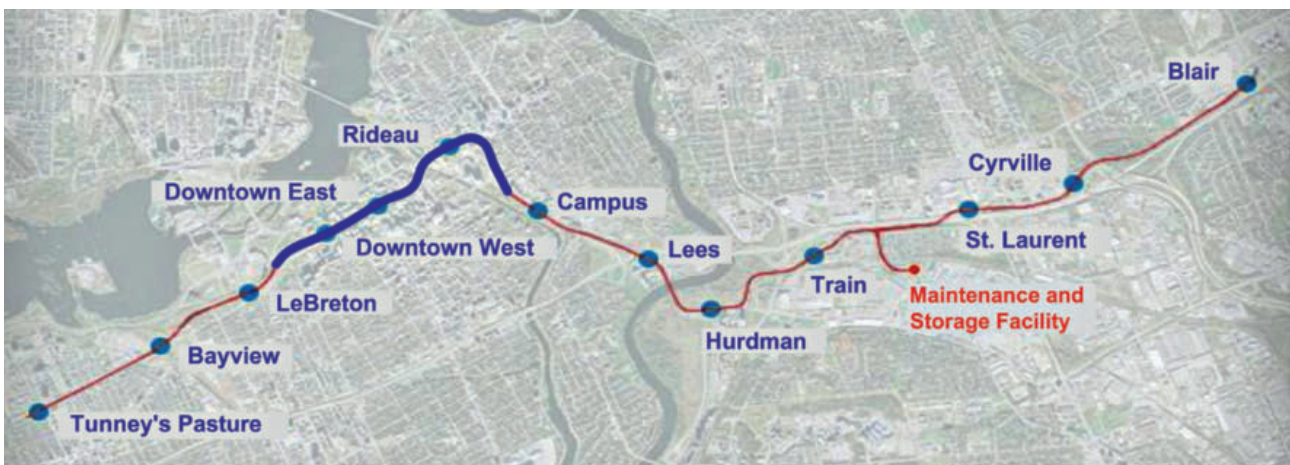
unique method of solving these problems with as few constraints as possible.

This paper intends to describe and analyze the advantages without failing to mention the inconveniences. A reference case to better describe the proposed solutions is the new Ottawa Light Rail Train (OLRT) from Tunney's Pasture to Blair, with a length of 12.5 km, mostly designed as at-grade but running underground below downtown (Fig. 1).

According to information provided by the local authorities, the tunnel solution will provide a saving of 38,000 tons of greenhouse gas by 2031, 9.8 million liters of fuel annually and 5,700 tons a year in salt for road freezing prevention during wintertime.

2 Running Tunnel

The new Light Rail Train alignment runs below ground for a distance of 2,533 m, including three stations: Lyon (West), Parliament (East) and Rideau. Being a concession contract, the scope includes not only the design and construction of the infrastructure, but also maintenance for 30 years. The



1 Ottawa LRT Phase 1

Ottawa Light Rail Transit

Bergmännische Tunnel schlagen offene Bauweise

Bei Tunneln, die im bergmännischen Verfahren erstellt werden, lassen sich bei minimaler Umgebungsbeeinträchtigung komplexe unterirdische Infrastrukturen erstellen. Für das Confederation Line Light Rail Transit Projekt in Ottawa mit 2,5 km Tunneln und drei Untergrundbahnhöfen wählte die Stadtverwaltung für den durch das Stadtzentrum führenden Streckenabschnitt den bergmännischen Vortrieb. Der Artikel beschreibt Konzept und Lösungsansätze des Megaprojekts.

Le train léger d'Ottawa

Les tunnels en construction fermée l'emportent sur la construction à ciel ouvert

La méthode de construction fermée des tunnels permet de réaliser des infrastructures souterraines complexes en limitant au minimum les incidences sur le milieu environnant. Pour le projet de la Ligne de la Confédération du train léger d'Ottawa, avec 2,5 km de tunnels et trois gares souterraines, la municipalité a opté pour cette méthode d'excavation minière pour le tronçon qui traverse le centre-ville. L'article décrit le concept et les différentes pistes de solutions du mégaprojet.

Ottawa Light Rail Transit

Gallerie con avanzamento convenzionale superano scavo a cielo aperto

Con gallerie che vengono costruite a cielo aperto, le complesse infrastrutture sotterranee vengono realizzate con un impatto minimo sull'ambiente circostante. Per il progetto della Confederation Line Light Rail Transit a Ottawa, con gallerie lunghe 2,5 km e tre stazioni sotterranee, l'amministrazione comunale ha scelto l'avanzamento convenzionale per i percorsi che attraversano il centro cittadino. L'articolo descrive concetto e possibili soluzioni del megaprogetto.

tender documents specified that the downtown area should be built using an underground scheme, but left the construction method to the bidders.

The selected construction method, single or combined, has to not only fulfill the contractor's expectations in terms of construction cost, but also the concessionaire's requirements in terms of quality and operational issues, as well as the interests of the City of Ottawa regarding sustainable growth and social costs.

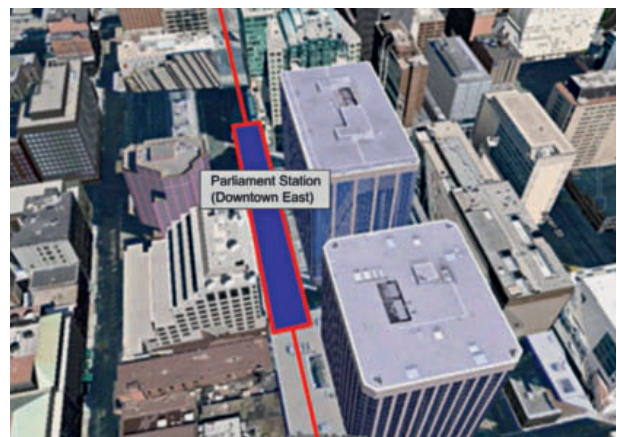
Taking into account these facts, the running tunnel could be excavated by TBM or conventional methods as a single tube with two tracks or as two tubes each with a single track. Also the construction of stations can be dealt with by cut and cover or as an underground solution. A cut and cover scheme is not considered for the running tunnel since the alignment runs through the most congested streets in town.

One relevant geometrical restriction relates to the presence of basements at station level beneath some of the buildings located in Queen street. The width of the street is slightly over 20 m, resulting in two difficulties for a scheme with two tubes: the narrow width of the pillar between the two tunnels, potentially requiring pillar reinforcement; and obstruction by rock bolts or rock anchors used for temporary support during the excavation of the basements. These rock bolts or rock anchors would interfere with the tunnel cross-section, creating problems during excavation – especially regarding the TBM option.

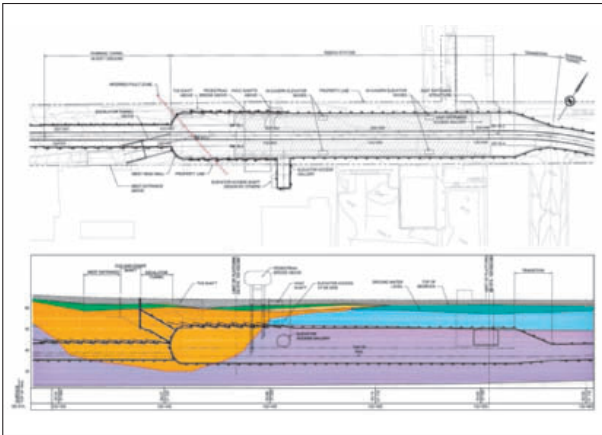
Fig. 2 shows the location of Parliament station in Queen St.

It is well known that some of the most relevant data for the selection of a construction method regards the ground conditions along the alignment. The city is built on sound limestone interbedded with shale of the Lindsay and Verulam formations, with compressive strengths from 50 to 90 MPa and Rock Quality Designation Index (RQD) values from 30 to 90. The sedimentary rock is overlain by glacial deposits of clay and fines with a thickness of several meters.

This geology allows for a wider range of construction methods compared to excavation in non-cohesive soils below the water table. Assuming good ground quality and also considering that explosives are restricted in most of the city, the variants range from conventional roadheader (highly recom-



2 Parliament Station location



3 Paleochannel shown in yellow at Rideau Station



4 Running tunnel excavated with roadheader

mended under these ground conditions) or gripper TBM in case of a mechanized tunnel excavation.

An exception in terms of ground conditions has to be dealt with at Rideau station where a paleochannel filled with layered sand and clay of high permeability is encountered (Fig. 3). This area, 110 m long (50 m running tunnel and 60 m station) restricted the selection of a potential TBM and pointed to an EPB TBM with a cutterhead for mixed conditions, able to operate in pressurized mode under the paleochannel and in open mode in the rest of the tunnel.

In accordance with the surrounding conditions already described, the construction method for the running tunnel is limited to the use of a roadheader for the conventional approach in limestone and backhoe with ripper or breaker in the paleochannel, or an EPB TBM with mix cutterhead in the case of mechanized excavation. In both cases a single tube, twin-track scheme will be built, allowing the evacuation of future passengers through the stations.

The available information about the presence of rock bolts and rock anchors related to basement walls is not detailed in terms of number, length and location, so this had to be considered a high risk for the buildings and for the machine in case the TBM option was selected. On the other hand, conventional excavation by roadheader can easily deal with

this issue, enabling the identification and removal of the potential rock anchors encountered without affecting the structure of buildings. Consequently this was the preferred approach for the running tunnel excavation (Fig. 4).

3 Stations

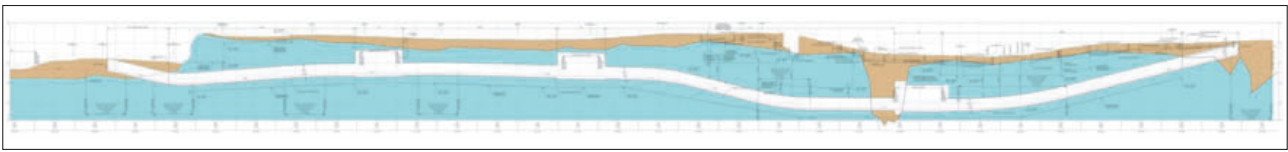
The tender documents clearly specified that during the construction period, access to the buildings for pedestrians and vehicles should be maintained permanently without restrictions. This requirement eliminates the cut and cover option for stations, although top down excavation under a temporary or permanent slab could still be a practical approach. The works performed on the Canada Line in Vancouver are an example of cut and cover solution for underground space in the same country, with disturbance on access to the buildings. Not only physical access but also in terms of noise and dust the solution is not the most appreciated for the neighborhood.

If top down excavation is used, the process would start by excavating a box shaft to provide space for the roadheader as an excavation tool. Assuming the presence of glacial deposits, the upper part can be excavated by backhoe. The slab covering the full station width has to be built simultaneously. This process has two major constraints: one is the large amount of muck that has to be excavated in order to accommodate the station – almost double that for a cavern solution excavated with similar equipment. The second constraint is the relocation of existing utilities in the area.

These utilities are owned by companies in very different fields of business, from water to electricity, from gas to cable etc. Their business depends on the delivery of their products through these networks, and consequently to remove and relocate part of those networks is a disturbance that they will try to delay for as long as possible, only permitting relocation in line with their own interests and not those of the contractor, nor the client. Consequently it is not easy to co-



5 Utilities in operation under the slab



6 Longitudinal section of underground portion

ordinate all those companies to remove and relocate their networks simultaneously. In Ottawa, 19 different service suppliers were identified who are directly affected by station excavation.

One alternative could be not to relocate the services but keep them in operation by isolating and suspending them from the top slab and making provision for them at the end of the works. Figure 5 shows an electric network with a connection box in operation during construction of a station in Canada.

These constraints delay the start of station construction and consequently reduce construction time since there is a pre-defined completion date. Activities overlap and obstructions occur more frequently in the attempt to fulfill the construction schedule. The risk is increased and the contractor can partially lose control over the project.

For the Ottawa project, these relocations including permits and negotiations were estimated to take two years, which dramatically reduces the construction time available for station excavation. It should also not be forgotten that the excavation itself is a slow process considering the existing ground, hard limestone.

Additional constraints appear when the expected location of the new underground infrastructure has potential archaeological value. In this case the process is out of the control of the contractor or the client, and can sometimes result in an extended stop or even the cancellation of the project.

On the other hand, it is important to emphasise that Ottawa LRT is a concession contract, which means that earlier completion of the works will represent an earlier return of investment, with a substantial financial benefit.

Considering all these factors, underground excavation for the stations has to be rated as a very valuable option, which avoids most of the constraints of the open cut and top down solutions. Considering that excavation is in hard limestone, that blasting is limited and that breakers cannot provide enough progress because of noise and vibration restrictions, roadheaders are the most suitable equipment for the task.

A similar conclusion was the result of the analysis of the running tunnel, so the same heavy roadheader is the most suitable equipment to carry out all the underground excavation except for the paleochannel, where light equipment is envisaged.

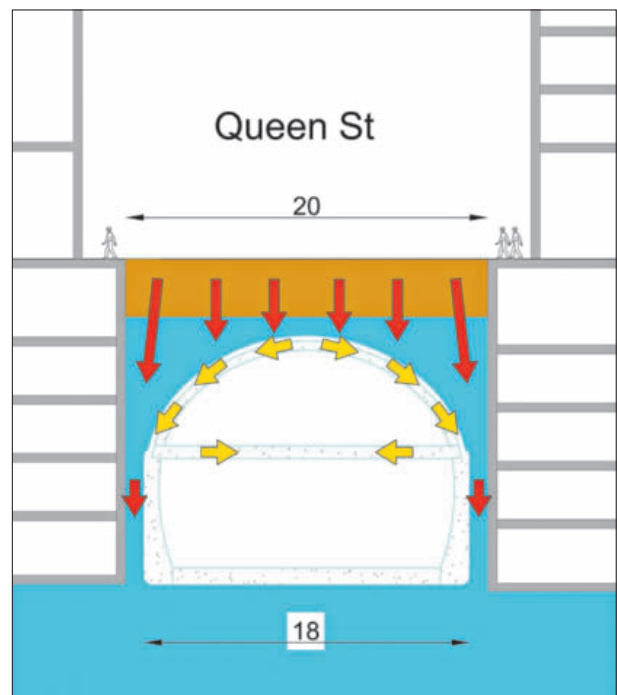
3.1 Construction Sequence for Lyon and Parliament Stations

The mined option for the station caverns minimizes problems related to utility relocation and enhances the control of construction, but that is not all; additional advantages will be described in the paragraph on social cost. Fig. 6 shows a longitudinal section of the alignment where the station caverns located in limestone strata can be identified.

Excavating 18 m wide stations between building basements on Queen street that are only 20 m apart is a major challenge. For this reason, the construction schedule provides excavation in stages in order to transfer the ground loads from the arch to the invert through the cavern support, avoiding additional loading on the basements. Consideration was also given to limited platform elevation on stations for the benefit of passenger access (Fig. 7).

But this is not the case along the entire length of the stations; some areas of Lyon and Parliament and the full extension of Rideau do not suffer this restriction as there are no basements at platform level. Consequently two different excavation sequences were planned.

The great advantage of the Sequential Excavation Method (SEM) is that loads can be transferred through the ground or



7 Geometrical restrictions



8 Excavation stages in Lyon and Parliament

through the support itself. The typical excavation sequence in two stages, arch and bench, is not recommended in this case, since the load would be fully transferred to the building structure.

The designer produced an elegant solution to overcome this issue, based on the following sequence (Fig. 8):

- 1) Excavation of lower side drifts and temporary support
- 2) Permanent side walls
- 3) Side wall protection and back filling of galleries with foam concrete
- 4) Excavation of upper side drifts and temporary support
- 5) Top heading excavation and temporary support
- 6) Tension tie installation to transfer vertical loads to side walls
- 7) Bench excavation
- 8) Reinforced steel concrete slab embedding tension ties
- 9) Arch permanent lining

This construction procedure allows the excavation of the cavern station by transferring the loads from the central pillar at the beginning to the side walls vertically by retaining the horizontal loads with the help of the tension ties. Finally the concrete slab at mezzanine level will absorb the horizontal loads permanently (Figs. 9 + 10).

In the areas without building basements at platform level, the construction method mentioned above is not required and a standard top heading followed by upper side drifts and bench excavation is the selected method. The final lining can be concreted using the same formwork units used for the alternative sequence.

3.2 Construction Sequence for Rideau Station

Rideau station is partially located in a paleochannel filled with soils with very poor geotechnical characteristics and partially in sound limestone. Consequently, the designer chose an ovoid shape, which is typical in SEM for these

ground conditions. In order to keep a continuous shape along the station, the cross section was maintained while the excavation stages were adapted to the ground quality (Fig. 11).

In the paleochannel zone, excavation will be carried out using the resources available for the Sequential Excavation Method. These include:

- Dewatering of the excavation area
- Spiling with rebars, pipes or metal sheets
- Fiberglass bolts in the face
- Stabilization of the face with earth wedges
- Stabilization of the face with flashcrete
- Pocket excavation
- Shotcrete and lattice girders as temporary support
- Ring closure within 1.5 diameters

In limestone, the stages are kept simpler in order to accelerate excavation while maintaining the cross-section profile, as already mentioned.

3.3 Works Planning

The common target of all the parties involved in the Ottawa LRT Project is to minimize the construction schedule but also minimize the impact on the neighborhood. For that purpose three different teams were allocated, one at each portal, east and west and one at the intermediate access shaft (Fig. 12).

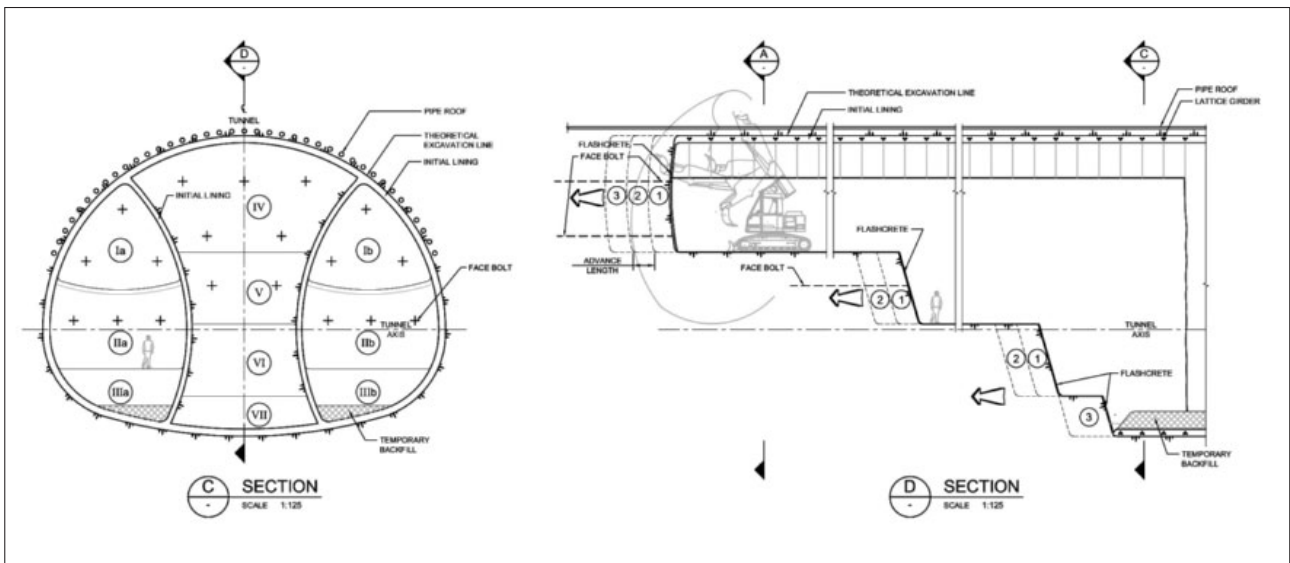
- Team 1 works from the west portal along the running tunnel for 425 m until reaching Lyon station, excavates the station itself and a 160 m stretch from the east side until they meet team 2.
- Team 2 starts at the intermediate access shaft, excavates 30 m to the left in order to accommodate a storage area to coordinate the mucking out operation through the shaft, excavates 230 m until reaching Parliament station, then excavates the station itself and turns to the east until they reach the paleochannel. In total, team 2 excavates 630 m.



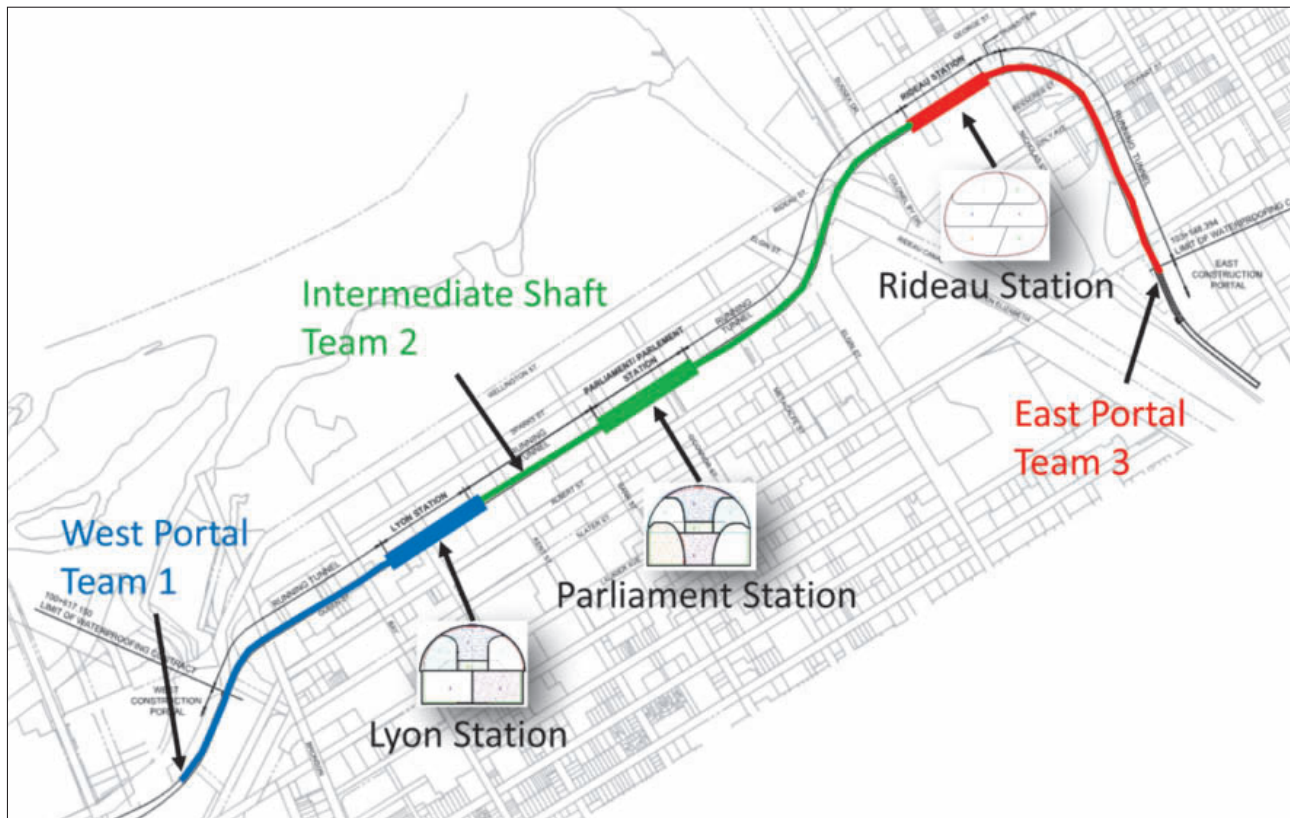
9 Lower drifts at Parliament station



10 View of upper drifts at Lyon station



11 Excavation stages in soil in Rideau



12 Overview of the three construction sections

- Team 3 starts at the east portal, excavates 635 m until reaching Rideau cavern, excavates the cavern itself and 50 m of running tunnel in soil, then meets up with the roadheader from team 2.

Both portals, east and west, have been executed as ramps in order to simplify access to the tunnel for construction equipment. This will also simplify the finishing works, since the track alignment runs at grade from the portals to both ends of the

line. Due to the fact that very low temperatures can occur in wintertime, heating devices and freezing protection were implemented to allow working throughout the whole year. This is another advantage compared to the cut and cover option, where works can be disrupted during the winter.

The intermediate shaft is located in a parking lot at the junction between Queen street and Kent street, has a rectangular shape of 23 m x 15 m and is 17 m deep. The selected con-

struction method using a roadheader for excavation allows 24 hour working despite being subject to noise restrictions and minimizes disturbance to the neighborhood.

Excavation is carried out by a Sandvik MT.720 heavy roadheader and mucking with the assistance of CAT1600 G LHD Scooptram loaders.

4 Social Cost

Underground structures located in urban areas have substantial advantages compared to open cut methods, and therefore the parties in charge of developing new infrastructure or improving existing infrastructure are taking into consideration the so called social cost. Construction cost is only a part of the global cost, and the overall project is usually financed by the tax payers. Minimizing the social cost should thus be the common goal.

In the case of open cut excavation, the following additional aspects have to be considered during the construction period:

- Traffic management
- Utility relocation
- Loss of business
- Property value
- Disturbance to citizens

All these constraints can be minimized or avoided by the underground alternative, regardless of the selected working method. Today we have the knowledge to dig in all kind of ground and just need to select the most adequate method. Moreover, working underground reduces dependence on third parties, so excavation can start at an earlier stage minimizing the risk of penalties for late completion of the project.

5 Conclusions

Tunneling techniques are many and varied. The existing geology in the area where the new infrastructure is located has

a huge impact on the selected technique to be applied but is not the only decisive factor. There are other factors that can influence the final selection of the most adequate methodology, some of which might restrict the choice of method. As has been described in the paper, these could be the utility relocation, maintenance of access to buildings and business locations, traffic management or limited working time due to noise and vibration.

Mined excavation by traditional SEM or with a TBM minimizes the negative impacts that greatly influence social cost. These methods therefore become very attractive to citizens and authorities, minimizing disturbance to life and business, and preventing loss of value of properties.

Decision makers developing new urban infrastructure should therefore consider the importance of the above-mentioned social cost in order to enable sustainable growth and improve the life quality of their citizens. If the construction of a new road, railway or metro line causes losses and is detrimental to the neighborhood, the goal cannot be considered as achieved.

PPP "Public Private Partnership" type contracts should be planned in this way, allowing contractors and designers to develop the most innovative tools and avoid damage to all stakeholders during the construction period. In general, Design and Build contracts should also consider these matters since they would then be widely accepted by the authorities, as they do not increase construction cost while having a distinctly positive impact on the social cost.

References

- [1] Fernández, E. "Los mitos en los túneles. Una revisión de las prácticas actuales" Ingeotúneles Vol.20 Cap.1 Editor E.T.S.I. Minas U.P.M. Madrid, 2013.
- [2] Fernández, E. Laubbichler, J. "The invisible SEM. Flexible tunneling method in urban areas" Tunneling Association of Canada TAC Proceedings Montreal 2012

SWISS TUNNEL COLLOQUIUM 2015

**Nutzungsdauer in Bezug auf
Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit**

**Service Life in Relation to
Serviceability and Durability**

10. Juni 2015



FGU Fachgruppe für Untertagbau
GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains
GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo
STS Swiss Tunnelling Society

Richard Kocherhans, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Filialchef ASTRA-Infrastrukturfiliale Zofingen/CH

Nutzungsdauer von Tunnelbauwerken

Festlegung aus Sicht der Bauherrschaft

Die Nutzungsdauer der Bauwerke hat einen grossen Einfluss auf den künftigen Finanzbedarf für Ausbau und Unterhalt der Schweizer Nationalstrassen. Die Unterhaltsphilosophie des Bundesamts für Strassen orientiert sich an einer hohen Verfügbarkeit für den Autofahrenden und verlangt einen unterhaltsfreien Zeitraum von mindestens 15 Jahren. Die Nutzungsdauern der Bauwerke betragen ein Vielfaches dieses Zeitraums.

Service Life of Tunnels

Determinations seen from the Client's Perspective

The service life of structures exerts a major influence on the future financial requirements for developing and maintaining Swiss national highways. The Federal Roads Office maintenance philosophy is geared to high availability for motorists and calls for a maintenance-free period of at least 15 years. The life cycles of the structures exceeds this period many times over.

Das Bundesamt für Strassen (ASTRA) ist die Schweizer Fachbehörde für die Strasseninfrastruktur und den individuellen Strassenverkehr. Das ASTRA ist unter anderem zuständig für den Bau, Unterhalt und Betrieb des schweizerischen Nationalstrassennetzes (Bild 1). Insgesamt sind heute rund 1800 km Nationalstrassen in Betrieb; im Endausbau werden es 1892 km sein. Bei 75 Prozent des Netzes handelt es sich dabei um vierspurige Autobahnen.

Falls der Bundesbeschluss über das Nationalstrassennetz in Kraft gesetzt wird, werden weitere 376 km Kantonsstrassen ins Nationalstrassennetz übernommen. Bei diesen handelt es sich zum grössten Teil um zweispurige Gemischtverkehrsstrassen, die zu Nationalstrassen 3. Klasse werden. Durch die Ablehnung der Finanzierungsvorlage (Vignettenpreiserhöhung) im November 2014 konnte der Beschluss nicht in Kraft treten. Im Rahmen der Vorlage für den Nationalstrassen- und Agglomerationsverkehrs-Fonds werden derzeit politische Diskussionen über die Bedingungen zur Inkraftsetzung des Bundesbeschlusses geführt.

Tunnel sind ein wichtiger Bestandteil des Nationalstrassennetzes. Ende 2013 waren 228 Tunnel mit einer Gesamtlänge von 219 km Länge in Betrieb. Nach Abschluss der Netzvollendung werden es 274 Tunnel mit einer totalen Länge von 280 km sein. Die Vorhaben im Rahmen der Engpassbeseitigung werden Zahl und Länge noch vergrössern. Der längste Tunnel im Nationalstrassennetz, der Gotthard-Strassentunnel (Bild 2) ist derzeit sicher der meistdiskutierte Tunnel der Schweiz – und dies wird mindestens bis im Februar 2016, bis zur Abstimmung über seine Sanierung so bleiben.

The Federal Roads Office (FEDRO/ASTRA in German) is the Swiss authority responsible for the road infrastructure and private motoring. Among other things the FEDRO is responsible for the building, maintenance and operation of the Swiss national highway network (Fig. 1). Nowadays around 1,800 km of national highways are in operation, a total rising to 1,892 km when fully developed. Around 75 % of the network is accounted for by 4-lane motorways.

Once the federal resolution on the national road network comes into effect, a further 376 km of cantonal roads will be integrated in the national highway network. By and large these are two-lane transport arteries for mixed traffic (which will become Class 3 national roads). The resolution did not come into effect owing to the rejection of proposals to finance it (increasing the price of road tax discs) in November 2014. At present political talks are underway on the conditions for passing the federal resolution within the scope of the draft bill for the fund for national highway and public transport services.

Tunnels represent an important part of the national road network. At the end of 2013 no less than 228 tunnels with a total length of 219 km were operational. Once the network has been completed there will be altogether 274 tunnels with a total length of 280 km. Projects designed to eradicate bottlenecks will increase the number and total length. The longest tunnel on the national road network, the Gotthard Road Tunnel (Fig. 2), is undoubtedly Switzerland's most hotly discussed tunnel – and this will certainly remain the case until February 2016 – the year when discussions are due to be held on its redevelopment.

Durée d'utilisation des tunnels

Déterminée du point de vue du maître d'ouvrage

La durée d'utilisation des ouvrages en tunnel a une grande influence sur les moyens financiers futurs nécessaires à l'aménagement et à l'entretien des routes nationales. La philosophie de l'entretien pratiquée par l'Office fédéral des routes se base sur une grande disponibilité pour les automobilistes et exige une période d'au moins 15 ans sans entretien. Les durées d'utilisation des ouvrages sont beaucoup plus longues que cela.

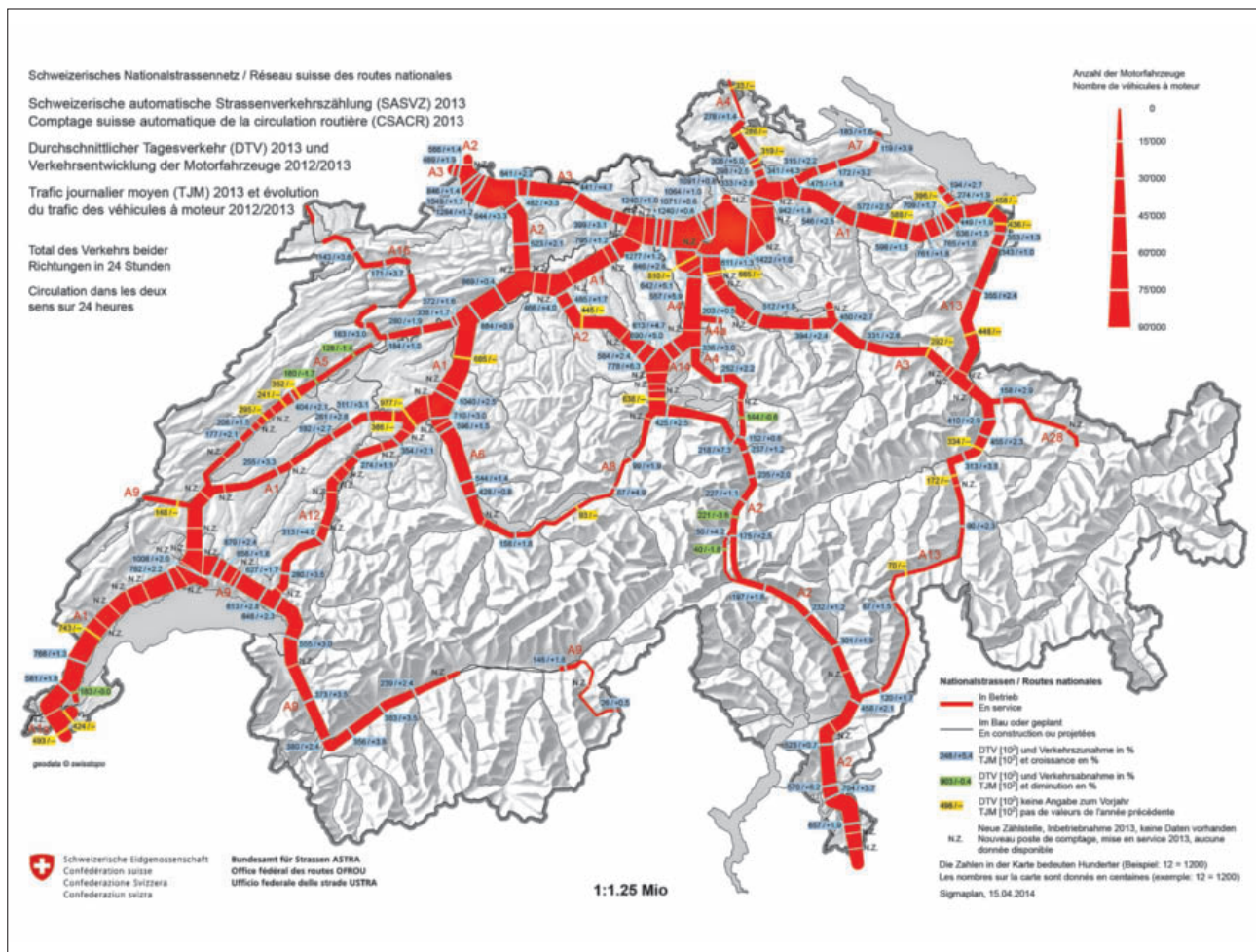
Durata in servizio delle opere di galleria

Definizione del progetto dal punto di vista del costruttore

Il periodo di utilizzo delle opere di galleria ha una grande influenza sul fabbisogno finanziario dell'ampliamento e del mantenimento della rete delle strade nazionali svizzere. La filosofia di mantenimento dell'ufficio federale delle strade si orienta ad un'alta disponibilità nei riguardi dell'automobilista e richiede un periodo privo di manutenzione di almeno 15 anni. I periodi d'utilizzo delle opere edilizie eseguite sono però di gran lunga superiori a questo periodo.

Der Wiederbeschaffungswert der heutigen Nationalstrasseninfrastruktur beläuft sich auf rund 70 Mrd. CHF. Demzufolge ist ein erheblicher Finanz- und Ressourcenbedarf für den Ausbau und Unterhalt (ohne Engpassbeseitigung und Netzanpassungen) der Strassenanlagen notwendig, im Jahr

The replacement value of the current national highway infrastructure amounts to around 70 billion CHF. As a result there is a considerable need in terms of financing and resources for development and maintenance (without removing bottlenecks and network adjustments) of the road system.



1 Grafik Belastung Nationalstrassennetz
 Diagram showing impact on national road network

Quelle/credit: Bundesamt für Strassen ASTRA



Quelle/credit (4): Bundesamt für Strassen ASTRA

2 Nordportal Gotthard Strassentunnel
North portal of Gotthard road tunnel

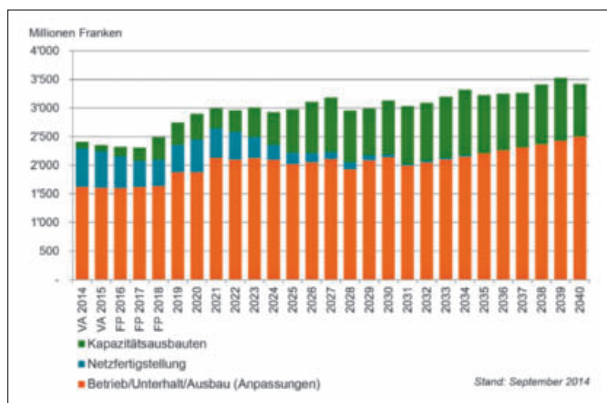
sind dafür rund 1,2 Mrd. CHF budgetiert. Der Finanzbedarf steigt in den nächsten Jahren stark an (Bild 3), wogegen die verfügbaren finanziellen Mittel auf dem heutigen Niveau verharren oder, je nach Entwicklung der Benzineinnahmen (Eurokrise, Tanktourismus) tendenziell eher sinken (Bild 3a).

Damit ist erkennbar, dass die Nutzungsdauer sowie der Unterhaltsbedarf der Strassenobjekte einen grossen Einfluss auf den künftigen Finanzbedarf haben.

1 Begriff Nutzungsdauer

In Wikipedia wird die Nutzungsdauer wie folgt definiert:

Geschätzte Nutzungsdauer – Hierunter versteht man die geplante Dauer der Nutzung eines Anlagegutes in einem Betrieb. Diese Dauer und der entsprechende Zeitraum ist die Basis für die reguläre Abschreibung des Wirtschaftsgutes. Grundlage für die Ermittlung der Nutzungsdauer bilden Erfahrungswerte, die für die betriebswirtschaftliche Kostenrechnung angesetzt werden.



3 Geschätzter Finanzbedarf der Nationalstrassen bis 2040
Estimated financial requirement for the national road network until 2040

Around 1.2 billion CHF is allocated for this purpose per year. The need for boosting financial resources will increase greatly in the years ahead (Fig. 3), whereas the available financial means will remain at the current level or if anything, depending on the development of petrol revenues (euro crisis, fuel tourism), will actually drop (Fig. 3a).

Consequently it is discernible that the service life as well as the need for maintenance of road structures exerts a major influence on future financial requirements.

1 Concept of Service Life

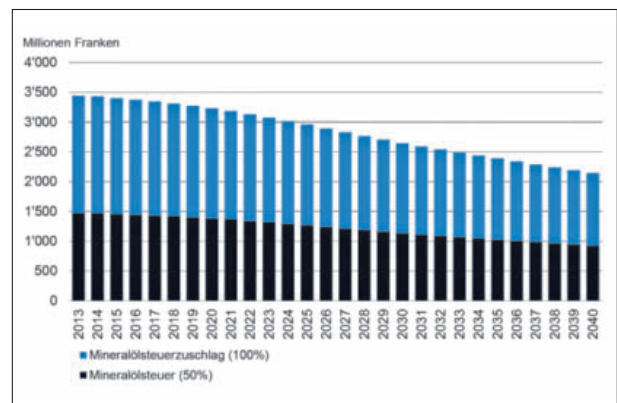
In Wikipedia the service life is defined as follows:

Estimated service life – this applies to the projected duration of utilization of an object that is operational. This duration and the corresponding time period represent the basis for the regular depreciation of the economic asset. Reference values, which are applied for the economic cost calculation, represent the basis for determining the service life.

Actual service life – in contrast to the estimated service life the actual service life is first established definitely once the utilization process is completed. The actual service life is influenced by:

- technical obsolescence,
- wear,
- servicing and maintenance,
- repairs,
- climatic influences.

In SIA 160 the service life is defined as follows: the time span as from commissioning during which a bearing structure or a structural part can be utilized as intended during monitoring and maintenance in keeping with the monitoring plan and the maintenance plan. The objective is to ensure that the actual service life is at least as high as the projected one.



3a Geschätzte Entwicklung der Mineralölsteuereinnahmen bis 2040
Estimated development of mineral oil revenues until 2040

Tatsächliche Nutzungsdauer – Im Gegensatz zur geschätzten Nutzungsdauer steht die tatsächliche Nutzungsdauer erst nach Beendigung des Nutzungsvorgangs definitiv fest. Die tatsächliche Nutzungsdauer wird beeinflusst durch:

- technische Überalterung,
- Verschleiss,
- Wartung und Pflege,
- Reparaturen,
- Witterungseinflüsse.

In der SIA 160 wird die Nutzungsdauer definiert als die vereinbarte Zeitspanne ab Inbetriebnahme, während der ein Tragwerk oder ein Bauteil bei Überwachung und Instandhaltung gemäss dem Überwachungsplan und dem Unterhaltsplan wie vorgesehen genutzt werden kann. Ziel ist es, dass die tatsächliche Nutzungsdauer mindestens so hoch ist wie die geplante.

2 Die Unterhaltsphilosophie des ASTRA

Bis vor 30 Jahren stand der Neubau der Nationalstrassen-Infrastrukturen praktisch allein im Fokus der Verantwortlichen. Mit zunehmendem Alter der bestehenden Infrastrukturen wurde die Bedeutung der Instandhaltung immer grösser. Parallel dazu haben sich die anzuwendenden, technischen Normen und Standards stark weiterentwickelt – dies vor allem zum besseren Schutz der Umwelt vor Immissionen, zur Verbesserung der Anpassung der Infrastrukturen in die Landschaft und zur Erhöhung der Strassenverkehrssicherheit sowie zur Verbesserung der Arbeitssicherheit.

Seit rund 25 Jahren ist die Bedeutung der Erhaltung bestehender Infrastrukturen stark gewachsen, und heute geht es bei der Erneuerung bzw. Instandsetzung der Nationalstrasseninfrastrukturen grundsätzlich um zwei unterschiedliche Aspekte:

- a) Um die eigentliche „Sanierung“ bestehender Infrastrukturen (Unterhalt).
- b) Um die Anpassung bestehender Infrastrukturen an neue Normen, welche unter den Titeln „Verbesserung der Sicherheit“ und „Erhöhung der Verträglichkeit“ zusammengefasst werden können (Ausbau).

Heute stellen wir fest, dass der bauliche Unterhalt und der Ausbau der bestehenden Nationalstrassen mit rund 1,2 Mrd. CHF pro Jahr wesentlich mehr Gelder beansprucht, als der Neubau dies mit rund 0,9 Mrd. CHF pro Jahr verlangt. Die Pflege der bestehenden Infrastrukturen wird gegenüber dem Neubau (Netzfertigstellung und Engpassbeseitigung) bereits in naher Zukunft noch massiv zunehmen (Bild 4).

Die Unterhaltsplanung Nationalstrassen (UPlaNS) orientiert sich für die Umsetzung der Erhaltungsmassnahmen heute an folgender Philosophie, die sich nach der maximalen Verfügbarkeit der Strasse für die Verkehrsteilnehmenden ausrichtet:

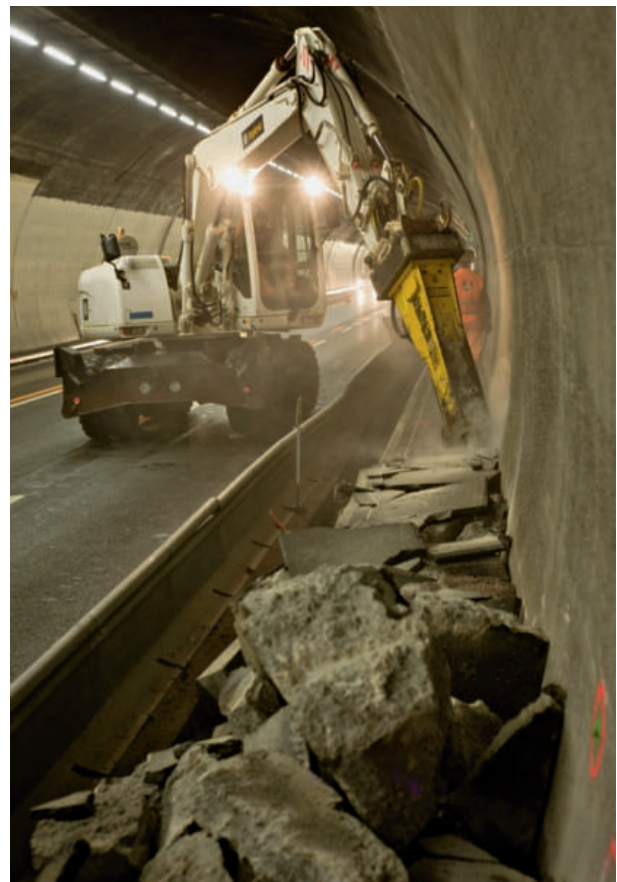
2 The FEDRO's Maintenance Philosophy

Up until 30 years ago constructing new national road infrastructures was practically the sole focus of those responsible. As the existing infrastructures became older the role of maintenance grew in significance. Parallel to this, the technical norms and standards that were applied developed further to a great extent – primarily to protect the environment against emissions, enhance the integration of infrastructures in the landscape and increase safety standards in road traffic as well as for better industrial safety.

The importance of maintaining existing structures has grown rapidly during the past 25 years and today the renovation or maintenance of national road infrastructures basically relates to two different aspects:

- a) the actual renovation of existing infrastructures (maintenance)
- b) the adjusting of existing infrastructures to new standards, which can be lumped together under the captions “Improving Safety” and “Enhancing Compatibility” (upgrading).

Nowadays we are aware that the structural maintenance and the upgrading of existing national roads earmarked at around 1.2 billion CHF per annum requires considerably more funds than building new ones at a cost of some 0.90



4 Unterhaltsbaustelle Sonnenbergtunnel Luzern
Sonnenberg Tunnel, Lucerne: maintenance construction site

Bauteil Structural part	Nutzungsdauer in Jahren Service life in years								
	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Verkleidung (unbewehrter Beton) Lining (unreinforced concrete)							x	x	x
Verkleidung (Stahlbeton) Lining (reinforced concrete)							x	x	x
Abdichtung Waterproofing							x	x	x
Zwischendecke Intermediate ceiling					x	x	x		
Aufgeständerte Fahrbahnplatte Elevated carriageway slab					x	x	x		
Wandverkleidung (Fertigteile) Wall lining (precast parts)			x	x	x				
Schlitzrinne Slotted channel					x	x	x		
Randstein Kerb					x	x	x		
Fahrbahnbelag Road surface	x	x							
Oberflächenschutz (Tunnelwände) Surface protection (tunnel walls)	x	x							
Werkleitungskanal in Auffüllung Works conduit in fill							x	x	x

Quelle/credit: SIA-Norm 197/2 (1993): Projektierung Strassentunnel

Table 1 Auszug Tabelle Nutzungsdauer von Bauwerksteilen für Tunnelbauwerke

Table 1 Excerpt from table on service life of structural parts for tunnels

- Erhaltungsabschnitte maximal 15 km (darin die Baustellen 3–5 km)
- Zwischen zwei Erhaltungsabschnitten minimal 30 km Abstand
- Unterhaltsfreier Zeitraum mindestens 15 Jahre (x)
- Minimale Behinderungszeit (immer Mehrschicht und Anreize)
- Ausschliesslich Nacharbeiten, falls Spurabbauten nötig

3 Festlegung der Nutzungsdauer im ASTRA

Aufgrund dieser Vorgaben lassen sich die Grundsätze für die Festlegung der Nutzungsdauer für die Bauwerke der Nationalstrassen wie folgt ableiten:

Die geplante Nutzungsdauer wird berechnet mit der Formel

$$\text{Nutzungsdauer} = n \cdot x$$

mit $n = 1$ bis ? in ganzen Zahlen, wobei x den unterhaltsfreien Zeitraum darstellt, der momentan bei ca. 15 Jahren liegt (Deckbelag) und x zu maximieren ist. Das heisst, die Nutzungsdauer ist ein Vielfaches vom unterhaltsfreien Zeitraum.

billion CHF per year. The maintenance of the existing infrastructures will further greatly increase in the near future as opposed to building new ones (completing the network and eradicating bottlenecks) (Fig. 4).

The maintenance plan for national roads (UPlanNS) is today geared to the following philosophy for the application of maintenance measures, which is aimed at ensuring that roads are available for motorists as far as possible:

- Maintenance sections of 15 km at the most (including construction sites of 3–5 km)
- A minimum gap of 30 km between two maintenance sections
- Maintenance-free period of at least 15 years (x)
- Minimal obstruction period (always multiple shifts and incentives)
- Only night work if it involves lane reduction

3 Establishing the Service Life at FEDRO

Based on the prevailing conditions the principles for determining the service life for the structures on the national roads are derived as follows:

Grundlage für die Festlegung der Nutzungsdauern der einzelnen Bauwerksteile bilden die aktuellen SIA-Normen.

SIA 160, 2.3.1: Ein Tragwerk soll bei angemessener Einpassung und Gestaltung während der Nutzungsdauer wirtschaftlich, robust, zuverlässig und dauerhaft sein.

SIA 160, 2.3.2: Die Nutzungsdauer ist zu vereinbaren. Richtwerte sind:

- temporäre Bauwerke bis 10 Jahre
- austauschbare Bauteile bis 25 Jahre
- Gebäude und andere Bauwerke von normaler Bedeutung 50 Jahre
- Bauwerke von übergeordneter Bedeutung 100 Jahre.

Die SIA 197/2 enthält Tabellen für die Nutzungsdauer von Bauwerksteilen für die Tunnelbauwerke (Tabelle 1).

Die Fachhandbücher des ASTRA enthalten detailliertere Angaben zur Festlegung der Nutzungsdauer von Bauwerken/Objekten. Für die Tunnelbauwerke sind die Fachhandbücher „Tunnel/Geotechnik“ (für den Bau) und „Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen“ massgebend. Die Nutzungsdauer wird zwischen dem Projektverfasser und dem Auftraggeber vereinbart und in der Nutzungsvereinbarung festgehalten. Den Planern obliegt es dann, aufgrund der definierten Nutzungsdauer und der Randbedingungen (Geologie, Exposition etc.) die Bauwerke entsprechend konzeptionell zu planen und umzusetzen.

Nach der Bauwerksübernahme ist es Sache des ASTRA, diese entsprechend zu unterhalten, damit die vereinbarten Nutzungsdauern erreicht werden. Die Bereiche Erhaltungsplanung in den fünf Infrastrukturfilialen haben sicherzustellen, dass das Nötige zur richtigen Zeit am richtigen Ort im entsprechenden Umfang getan wird.

4 Konzeption von Tunnelbauwerken

Der finanzielle Aufwand für die Erstellung von Tunneln ist sehr gross, weshalb auch die Nutzungsdauer entsprechend hoch sein muss (damit die Investitionen sich „rentieren“). Je grösser der Aufwand für einen späteren Ersatz eines Bauwerkteils ist, desto höher ist, im Rahmen der technischen Machbarkeit, die Nutzungsdauer anzusetzen.

Der Hohlraum muss so lange bestehen bleiben, dass eine Nutzungsdauer von mindestens 100 Jahren gewährleistet werden kann. Beispiele von Bahntunneln zeigen, dass mit einer sorgfältigen Konzeption Tunnel weit über 100 Jahre hinaus genutzt werden können. Dieselbe hohe Nutzungsdauer gilt auch für das statische Stützsystem (Aussen- und Innenring oder nur Innenring), aber auch für die Abdichtung, die hinter dem Innenring liegt. Die Einbauten wie Zwischendecke, Fahrbahnplatte, Wandverkleidung, Randsteine etc. müssen eine lange Nutzungsdauer aufweisen. Aufgrund der starken Einwirkung durch Schadstoffe etc. wird diese aber kürzer sein als die Nutzungsdauer der Hülle des Tunnels.

The planned service life is calculated using the formula

$$\text{service life} = n * x$$

with $n = 1$ to $?$ in whole numbers, with x representing the maintenance-free period of time, which currently lies at roughly 15 years (surface layer) and x to be maximized. In other words the service life amounts to a multiple of the maintenance-free time period.

The current SIA norms are the basis for establishing the service life for the individual structural parts.

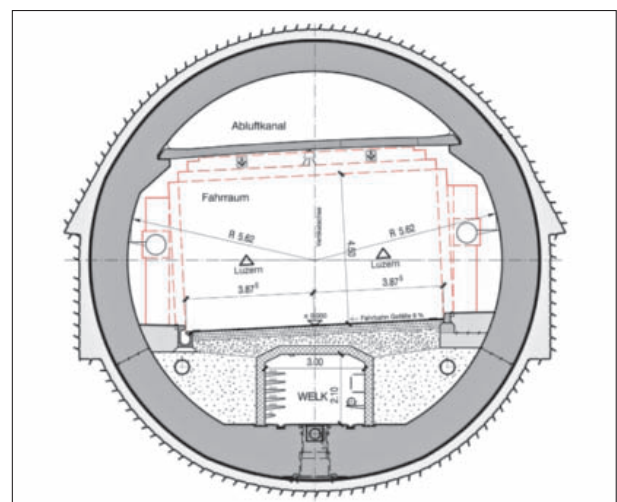
SIA 160, 2.3.1: a bearing structure must be economical, robust, reliable and durable during its service life given appropriate customization and design.

SIA 160, 2.3.2: the service life is to be agreed on. Reference values are:

- temporary structures up to 10 years
- replaceable structural parts up to 25 years
- buildings and other structures of normal significance – 50 years
- structures of superordinated significance – 100 years.

The SIA 197/2 contains tables for the service life of structural parts for tunnels (Table 1).

The FEDRO manuals contain detailed information on determining the service life of structures/objects. The “Tunnels/Geotechnics” (for construction) and “Operational and Safety Facilities” manuals govern tunnels. The service life is agreed on by the project designer and the client and laid down in the terms of use. Then it is up to the planners to design and accomplish the structures commensurately based on the defined service life and the general conditions (geology, exposure etc.). After the structure has been taken over it is FEDRO's responsibility to correspondingly maintain it so that



5 Tunnelquerschnitt mit den Bauelementen
Tunnel cross-section with construction elements

Quelle/credit: Bundesamt für Strassen ASTRA



Quelle/Credit (2): Bundesamt für Strassen ASTRA

6 Betriebs- und Sicherheitsausrüstungen im Sonnenbergtunnel Luzern
Operational and safety facilities in the Sonnenberg Tunnel, Lucerne

Zudem sind diese Bauteile oftmals von Änderungen von Randbedingungen oder Nutzungsanforderungen betroffen, welche massive Anpassungen oder sogar Abbruch und Neubau der Bauteile erfordern (Bild 5). Als Beispiel kann hier die nachträgliche Montage von Abluftklappen in bestehenden Zwischendecken genannt werden, die für eine konzentrierte Rauchgasabsaugung notwendig sind.

Die „Innereien“ (Bild 6), das heisst die Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen (BSA), aber auch die Beläge, weisen eine deutlich kleinere Nutzungsdauer auf, können aber auch relativ einfach ausgewechselt werden.

Für die BSA gilt: Die Änderung der Anforderungen und der Technologiewandel finden so schnell statt, dass eine hohe Nutzungsdauer übermässig Kosten ohne effektiven technischen Nutzen generieren würde; die Anlagen müssen regelmässig aufgrund des Technologiewandels angepasst werden. Als Beispiel ist die Beleuchtung aufzuführen: Alle paar Jahre kommen neue Technologien auf den Markt, die wesentliche Energieeinsparungen mit längeren Einsatzzeiten versprechen. Hat man erst vor kurzem beschlossen, dass auf Nationalstrassen künftig nur noch LED eingesetzt werden, drängt mittlerweile bereits LCC auf den Markt. Die Nutzungsdauer der einzelnen Bauteile muss entsprechend abgestimmt werden. Es nützt wenig, mit hohen Kosten hochkorrosionsfeste Beleuchtungsgehäuse einzukaufen, wenn der Technologiewandel innerhalb relativ kurzer Zeit den Ersatz des Gesamtsystems verlangt.

Gerade für Tunnelbauwerke hat das ASTRA ein sehr grosses Interesse an der Maximierung der Nutzungsdauer der Bauteile sowie des Gesamtobjekts, da Unterhaltsarbeiten aufgrund der räumlichen Verhältnisse oftmals nicht ohne Verkehrseinschränkungen durchgeführt werden können.

the established service life is attained. The divisions for maintenance planning in the five infrastructure branch offices must make certain that what is required is accomplished to the extent needed at the right time in the right place.

4 Conception of Tunnels

The financial outlay for producing tunnels is very high so that the service life must also be correspondingly great (in order to ensure that the investment is “worthwhile”). The greater the outlay for subsequently replacing a structural part is, all the higher the service life has to be set within the framework of technical feasibility.

The cavity must be sustained for so long a period that a service life of at least 100 years can be assured. Examples of rail tunnels indicate that tunnels can be used far in excess of 100 years providing they have been carefully designed. The same high service life also applies to the static supporting system (outer and inner ring or only the inner ring), as well as for the waterproofing, located behind the inner ring. Installations such as intermediate ceiling, roadway slab, wall lining, kerbs etc. must also possess a lengthy service life. Owing to the pronounced effect of toxic substances etc. this will, however, be shorter than the tunnel shell’s life cycle. Furthermore these structural parts are often affected by changes to general conditions or requirements for use, which call for these structural parts to be greatly adjusted or even to be demolished and replaced (Fig. 5). One example of this is the subsequent assembly of exhaust air flaps in intermediate ceilings, which are necessary for concentrated removal of smoke gas.

The “innards” (Fig. 6) in other words the operational and safety facilities (BSA) as well as the surface layers possess a considerably shorter service life although they can be replaced with relative simplicity.

The following applies for the safety facilities: the change in requirements and the evolution of technology take place so quickly that a high service life would result in excessive costs without effective technical benefit; the systems must regularly be modified owing to technological advance. One example is provided by lighting: new technologies arrive on the market every few years, promising substantial energy savings with longer periods of use. Although not so long ago it was decided that only LED should be applied for national roads in future, in the meantime LCC has appeared on the market. The service life of the individual structural parts must be geared to one another accordingly. It is of little use purchasing high corrosion-resistant lighting enclosures at high cost if progress made by technology calls for the whole system to be replaced in a relatively short time.

The FEDRO is particularly interested in maximizing the service life of the structural parts as well as the total object in the case of tunnels as maintenance work often cannot be undertaken without restricting traffic.

5 Beispiel Tunnel Belchen

Anhand eines konkreten Beispiels lässt sich die Bedeutung der Randbedingungen für die Umsetzung der richtigen Massnahmen für die Erreichung der geplanten Nutzungsdauer aufzeigen: Das Kernstück des Abschnittes der A2 zwischen Basel und Luzern bildet der Belchentunnel, der an günstiger Stelle den Jurahauptkamm unterquert (Bild 7). Der Tunnel liegt im Juragebirge mit grossen Anteilen von quellfähigem Gipskeuper, der verantwortlich ist für eine stetige Zunahme von Schäden an der heutigen Tragstruktur. Die zwei richtungsgetretennten Doppelspurröhren wurden Ende 1970 in Betrieb genommen und dürfen mit einer Geschwindigkeit von 100 km/h befahren werden.

Bei der Geologie handelt sich um Gipskeuper; ein Juragestein, das absolut harmlos ist, solange es in Ruhe gelassen wird. Seit dem Beginn des Autobahnbaus im Baselbiet ist der Begriff aktuell geworden. Nicht, dass man unter Fachleuten nichts darüber wusste – immerhin sind durch den Jura vor rund einem Jahrhundert die Bahntunnel des oberen und unteren Hauensteins gebaut und seither auch unterhalten worden. Genau dieses Wissen stand den Geologen und Ingenieuren bei der Planung des Belchentunnels in den 1960er-Jahren auch zur Verfügung. Der stark quellfähige Gipskeuper erstreckt sich auf 40 % der Gesamtlänge der beiden Tunnelröhren und hatte damit eine zentrale Bedeutung bei der Projektierung und beim Bau des Tunnels. Es wurden intensive Materialuntersuchungen vorgenommen, um das komplexe Verhalten des Gipskeupers unter Wassereinfluss besser verstehen zu lernen.

Denn der Gipskeuper ist durchaus mit einem „schlafenden Hund“ zu vergleichen. Sobald man ihn „weckt“ (sprich: Wasser dazu gibt oder dazu kommen lässt) verwandelt sich der unter hohem Druck während der Gebirgsbildung vor vielen Millionen Jahren in die wasserlose Form des Anhydrits umgewandelte Gips wieder in die ursprüngliche Form Gips zurück. Das wäre weiter nicht schlimm, wenn nicht der Gips ein viel grösseres Volumen einnehmen würde als der Anhydrit. Der damit eben nicht mehr „schlafende Hund“ beisst uns mit der fatalen Eigenschaft der Volumenzunahme, oder wenn wir dies mit einem Tunnelgewölbe verhindern, mit dem Aufbau von gewaltigen Gebirgsdrücken.

Diese Drücke wurden in Laborversuchen mit mehreren hundert Tonnen pro Quadratmeter ermittelt. Aufgrund dieser hohen Kräfte wurde das Tunnelgewölbe damals bereits während der Bauzeit angepasst und in der Gipskeuperzone mit einem 85 cm starken, armierten Sohlgewölbe ausgeführt. Im Verlaufe der Zeit (respektive schon während der Bauarbeiten) erkannte man, dass die Drücke noch viel höher anwachsen, als damals ermittelt werden konnte und sich vor allem während sehr langer Zeit immer weiter aufbauen (Bild 8).

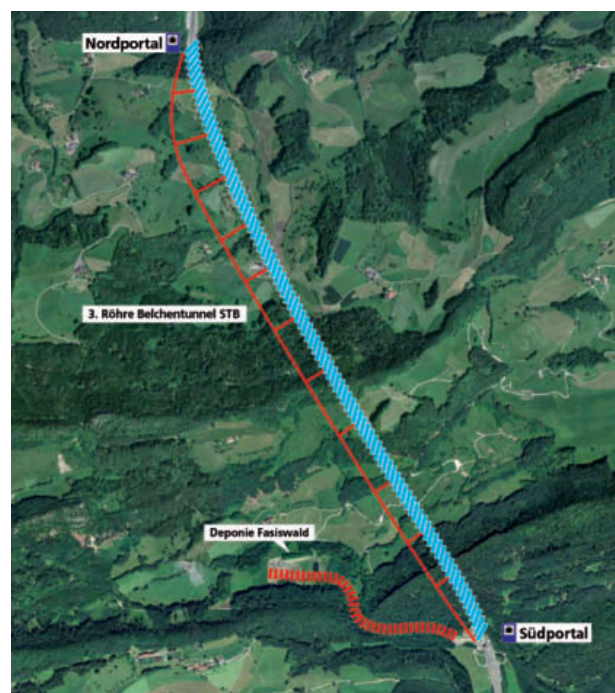
Das ist letztlich eine wesentliche Ursache dafür, dass die beiden nun über 45-jährigen Tunnelröhren so stark Schaden genommen hatten, dass sie um die Jahrhundertwende unter

5 The Example of the Belchen Tunnel

A concrete example provides an indication of the importance of the general conditions for applying the proper measures for attaining the projected service life: the core of the A2 section between Basel and Lucerne is formed by the Belchen Tunnel, which passes beneath the main range of the Jura at the most favourable point (Fig. 7). The tunnel is located in the Jura mountains with large proportions of swelling gypsum keuper, which is responsible for a constant increase of damage to the present bearing structure. The two uni-directional twin bore tunnels were opened at the end of 1970 and can be negotiated at a maximum speed of 100 km/h.

The prevailing geology is gypsum keuper, a Jura rock, which is absolutely harmless for as long as it is left untouched. Since motorway construction began in the Basel area, however, it's been making the rounds. Not that experts were actually unaware of the circumstances – after all rail tunnels were produced in the upper and lower Hauenstein through the Jura about a century ago and since then have been maintained. This particular knowledge was also available for the geologists and engineers during the planning of the Belchen Tunnel during the 1960s. Strongly swelling gypsum keuper was present over 40 % of the entire length of the two tunnel bores and thus was of particular importance for the planning and construction of the tunnel. Intensive material investigations were undertaken in order to better understand the complex behaviour of the gypsum keuper under the influence of water.

Essentially gypsum keuper can be compared to a “sleeping dog”. As soon as it is woken up (in other words: adding water



7 Lage des Sanierungstunnels Belchen
Location of the Belchen redevelopment tunnel

massiven Einschränkungen des Verkehrs saniert werden mussten. Da auch andere Elemente des Tunnels mit der langen Betriebszeit bedeutende Alterserscheinungen zeigten, wurden weitgehende Sanierungen und Erneuerungen erforderlich. Derzeit wird die Tunnelventilation nachgerüstet, um auch den neuesten Erkenntnissen im Bereich Tunnelsicherheit zu entsprechen.

Bereits in wenigen Jahren werden die beiden Tunnelröhren erneut einer kompletten Sanierung unterzogen werden müssen. Zu diesem Zweck wird nun ein Sanierungstunnel westlich der beiden heutigen Tunnel gebaut, damit der Verkehr während der Arbeiten ungehindert fließen kann. Der Belchentunnel ist ein Beispiel dafür, dass die erreichte Nutzungsdauer von Teilen der Tragkonstruktion wesentlich geringer war als die damals festgelegte. Grund hierfür sind die geologischen Randbedingungen, respektive die Quelldrücke, die damals nicht richtig abgeschätzt werden konnten.

6 Sanierung Seelisbergtunnel

Ein weiteres Beispiel für die Abweichung zwischen der geplanten und der effektiven Nutzungsdauer stellt der zwischen Beckenried und Altdorf liegende Seelisbergtunnel dar. Der 1980 als Bestandteil der A2 eröffnete zweiröhrige Tunnel von knapp 9,3 km Länge wies bereits unmittelbar nach seiner Erstellung diverse Mängel und Schäden auf, welche im Lauf der Zeit zunahmten. Im Los Huttegg war der Zustand der Tübbinge kritisch. Die für dieses Los gewählte Vortriebsmethode verursachte einen sehr unregelmässigen Ausbruch mit teilweise beträchtlichem Überprofil. Zudem wurde der sich zwangsläufig ergebende Ringraum zwischen der planmässigen Tübbingverkleidung und dem Gebirge nur mangelhaft hinterfüllt. Es verblieben zahlreiche grosse Hohlräume hinter der Tübbingverkleidung, so dass diese vielfach nur ungenügend gebettet sind und das effektive Tragvermögen der Tübbingringe reduziert ist. Andauernde Bewegungen führten zu einer Schadenszunahme, die schlussendlich auch die sekundären Tragelemente wie die Zwischendecke erfasste. Daraus resultierte eine reduzierte Tragfähigkeit der Tübbingringe im Tunnelabschnitt Huttegg.



Quelle/Credit (2): Bundesamt für Strassen ASTRA

8 Schäden am Tunnelgewölbe des Belchentunnels
Damage to the tunnel vault of the Belchen Tunnel

or allowing it to be added) the gypsum, which was converted into the waterless form of anhydrite due to high pressure exerted millions of years ago when the rocks were being formed, is converted back into its original form – gypsum. This would not be so bad if gypsum did not possess a far larger volume than anhydrite. The no longer “sleeping dog” thus bites us with the fatal impact of increasing the volume or, if we prevent this through a tunnel vault, with the build-up of enormous rock pressures.

These pressures were ascertained in lab tests at several hundred tonnes per square metre. Owing to these high forces, at the time the tunnel vault was adapted during the construction period and provided with an 85 cm thick, reinforced base invert in the gypsum keuper zone. During the course of time (and already during the period of construction) it was recognized that these pressures increased to an even greater extent than could then be predicted and became all the greater over a very long period (Fig. 8).

This is essentially a main reason why the two over 45 years old tunnel bores had sustained such damage so that they had to be redeveloped at the turn of the century, which meant that traffic was massively restricted. As other tunnel elements also revealed significant signs of old age after such a long period of operation, far-reaching repairs and renovations were required. Currently the tunnel fans are being retrofitted in order to ensure that the latest recognitions in terms of tunnel safety are also applied.

The two tunnel bores will once again have to be completely redeveloped in a few years' time. Towards this end a redevelopment tunnel will be built to the west of the existing tunnels so that traffic can flow unimpeded during these activities. The Belchen Tunnel represents an example showing that the attained service life of parts of the bearing structure was substantially less than that originally determined. The geological general conditions or rather the swelling pressures, which at the time could not be properly assessed, represent the cause for this.

6 Redeveloping the Seelisberg Tunnel

A further example for the discrepancy between the projected and the effective service life is provided by the Seelisberg Tunnel, which is located between Beckenried and Altdorf. The 9.3 km long, twin-tube tunnel opened in 1980 as part of the A2, revealed various faults and damage immediately after it was commissioned, which grew in extent as time progressed. In the Huttegg contract section the state of the segments was critical. The driving method chosen for this section resulted in an extremely irregular excavation with in some cases considerable overbreak. In addition the resultant annular space between the scheduled segmental lining and the rock was only inadequately backfilled. Numerous large cavities behind the segmental lining remained so that in many cases these are not sufficiently embedded thus re-

Ein erstes Massnahmenkonzept sah vor, das gesamte Tunnelprofil inklusive Tübbingverkleidung abzubauen und den Tunnel quasi neu zu bauen. Aufgrund der sehr hohen Kosten und der langen Bauzeit mit grossen Verkehrsbehinderungen wurde das Projekt nochmals grundsätzlich überprüft.

Im Vergleich zum Massnahmenkonzept 2010 hat sich die Ausgangslage für die Instandsetzung des Seelisbergtunnels aus nachstehenden Gründen geändert:

- Mit dem „Grundsatzpapier zur Verbesserung der UPLaNS-Philosophie, ASTRA, März 2010“ verlagerte sich die Absicht von kurzen Gesamtbauezeiten mit erheblichen Behinderungen zu längeren Gesamtbauezeiten mit weniger Behinderungen.
- Die finanziellen Ressourcen für ein Erhaltungsprojekt in der Grössenordnung von ca. 1,3 Mrd. CHF sind nicht gegeben.
- Mit gezielten Massnahmen soll die Restnutzungsdauer (RND) der Bauwerksteile ausgenutzt werden.
- Dank der erfolgreichen Tübbing-Hinterfüllung im Abschnitt Huttegg ist ein Ersatz der Tunnelkonstruktion in diesem Abschnitt nicht mehr a priori notwendig.

Die Projektsteuerung hatte im November 2010 entschieden, im Rahmen eines Marschhalts eine vertiefte Projektüberprüfung unter Berücksichtigung der oben aufgeführten veränderten Ausgangslage vorzunehmen. Durch den Projektverfasser wurde eine Analyse aller Bauteile in Bezug auf Normerfüllung und Zustandsbeurteilung vorgenommen. Eine zentrale Bedeutung in dieser Phase lag in der Beurteilung der Restnutzungsdauer. Ziel gemäss ASTRA-Philosophie ist es, den optimalen Zeitpunkt für die Instandsetzung der Bauwerksteile zu finden.

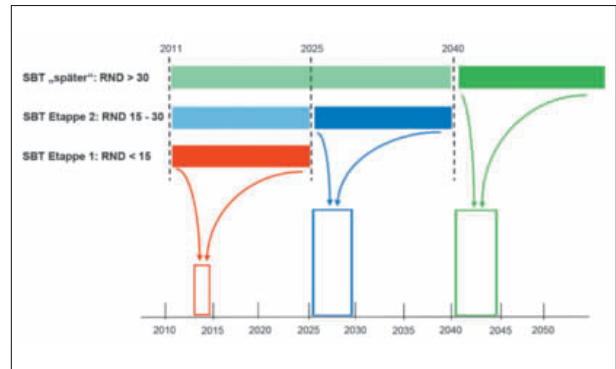
Vom Bauherrn werden für Instandsetzungsarbeiten im Seelisbergtunnel zwei Realisierungszeitfenster vorgesehen:

1. Zeitfenster: Zeitraum 2013–2015
2. Zeitfenster: Zeitraum 2025–2030 (nach der Sanierung des Gotthard-Strassentunnels).

In der Analyse ging es darum, die Instandsetzung der Bauteile aufgrund deren Zustand in die Zeitfenster einzuteilen. Bauteile, die dem 1. Zeitfenster (2013–2015) zugeordnet sind, weisen eine Restnutzungsdauer auf, welche nicht mehr bis zum 2. Zeitfenster (2025–2030) ausreicht (Bild 9).

Gleichzeitig mit der Instandsetzung der Bauteile 1. Teil muss die Erneuerung der Betriebs- und Sicherheitsausrüstung sowie die Anpassung an die aktuelle Lüftungsrichtlinie vorgenommen werden. Die Nachrüstung des Tunnels mit Abluftklappen alle 100 m hat einen massiven Eingriff in die Statik der Zwischendecke zur Folge (Bild 10, 11).

Im Fall des Seelisbergtunnels hat die Baumethode dazu geführt, dass die Nutzungsdauer der Primär- und Sekundärelemente nicht erreicht wurde und früh massive Instandsetzungsmassnahmen ergriffen werden mussten.



9 Seelisbergtunnel: Restnutzungsdauer und Massnahmenfenster
Seelisberg Tunnel: residual service life and window for measures

ducung the effective bearing capacity of the segmental rings. Ongoing movements led to the damage increasing, which ultimately affected secondary bearing elements such as the intermediate ceiling. This resulted in the bearing capacity of the segmental rings in the Huttegg contract section being reduced.

An initial approach foresaw the entire tunnel cross-section including the tunnel lining being demolished so that the tunnel would more or less have to be rebuilt. On account of the very high costs and the lengthy construction period involving major restrictions for traffic the project was fundamentally reappraised.

In contrast to the 2010 concept the new starting approach for renovating the Seelisberg Tunnel had changed for a number of reasons:

- Thanks to the “Policy Paper to improve the UPlanNS-Philosophy, FEDRO, March 2010” the notion of short overall construction periods with substantial obstructions switched to longer overall construction periods with fewer obstructions.
- The financial resources for a maintenance project valued at about 1.3 billion CHF are not available.
- The residual service life (RND) of the structural parts is to be exploited by applying targeted measures.
- Thanks to the successful backfilling of the segments in the Huttegg section replacing the tunnel structure on this section is no longer fundamentally necessary.

In November 2010 the project control group decided that the project should be examined more closely taking the above mentioned changed situation into account. An analysis of all structural parts with respect to fulfillment of the norms and assessment of their state was carried out by the project designer. The evaluation of the residual service life was a central factor during this phase. The target according to the FEDRO philosophy is to find the optimal point in time for maintaining the structural parts.

Two time frames were foreseen by the client for accomplishing the maintenance work in the Seelisberg Tunnel:

7 Finanztechnische Vorgaben

Bisher wurde die Nutzungsdauer in der Form einer technischen Vorgabe als verlangte minimale „Lebenszeit“ eines Objekts verstanden und erläutert. Zurückkommend auf die Definition, ist die Nutzungsdauer auch „Basis für die reguläre Abschreibung des Wirtschaftsgutes.“ Das ASTRA führt eine Anlagebuchhaltung und schreibt darin die Nationalstrassenobjekte ab. Abgeleitet von den technischen Vorgaben an die Nutzungsdauer werden die Anlageklassen wie folgt abgeschrieben (Auszug):

- Trasse (offene Strecke, Beläge, Entwässerung) – 30 Jahre
- Kunstbauten (Brücke, Überführung, Unterführung) – 30 Jahre
- Tunnel (Tunnel, Tagbaustrecke, Galerie) – 50 Jahre
- Elektromechanische Ausrüstungen – 10 Jahre

8 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag zum Thema „Festlegung der Nutzungsdauer aus Sicht der Bauherrschaft“ zeigt Folgendes auf:

- Die Festlegung der Nutzungsdauer von Objekten der Nationalstrasse hat einen grossen Einfluss auf den künftigen Finanzbedarf für die Instandhaltung und Erneuerung des Nationalstrassennetzes.
- Die Unterhaltsphilosophie des ASTRA (UPlaNS) führt dazu, dass die Nutzungsdauer ein Vielfaches über der definierten unterhaltsfreien Zeit nach Abschluss eines Unterhaltsabschnittes liegt. Die unterhaltungsfreie Zeit ist aktuell auf 15 Jahre festgelegt – mit dem Bestreben, diese zu erhöhen.
- Die Nutzungsdauern orientieren sich an den Vorgaben in den SIA-Normen und werden im Einzelfall in den Fachhandbüchern des ASTRA präzisiert.
- Die Vorgabe der Nutzungsdauer orientiert sich an der Schwere des später notwendigen Eingriffs in die Struktur.



Quelle/Credit (2): Bundesamt für Strassen ASTRA

10 Ausschneiden der Zwischendecke im Seelisbergtunnel für Einbau der Lüftungsklappen
Removing the intermediate ceiling in the Seelisberg Tunnel to install the ventilation flaps

- 1st time phase: 2013–2015
- 2nd time phase: 2025–2030 (after the Gotthard Road Tunnel is redeveloped).

The analysis was concerned with allocating the structural parts to the time phases in keeping with their state. Structural parts, allocated to the 1st time frame (2013–2015), possess a residual service life, which fails to extend to the 2nd time frame (2025–2030) (Fig. 9).

Renewing the operational and safety facilities as well as adjusting to the current ventilation requirements must be executed at the same time as phase 1 for maintaining the structural parts. Retrofitting the tunnel with exhaust air flaps at 100 m intervals results in massive intervention in the statics of the intermediate ceiling (Figs. 10 + 11).

In the case of the Seelisberg Tunnel the construction method that was employed meant that the service life for the primary and secondary elements was not attained so that extensive maintenance measures had to be introduced at an early stage.

7 Finance-technical Parameters

So far the service life was understood and explained in the form of a technical parameter as the demanded minimal “life time” of an object. Returning to the definition the service life is also the “basis for the regular depreciation of the economic asset”. The FEDRO keeps an account of assets and enters the value of the national road objects in it. The assets are classified as follows derived from the technical parameters relating to the service life (extract):

- Route (open section, covering layers, drainage) – 30 years
- Engineering structures (bridge, overpass, underpass) – 30 years
- Tunnel (tunnel, cut-and-cover section, passage) – 50 years
- Electro-mechanical equipment – 10 years

8 Conclusion

This report on “Determining the Service Life of Tunnels seen from the Client’s Perspective” indicates the following:

- Determining the service life of objects on the national highways exerts a major influence on the future amount of funds required for maintaining and renewing the national road network.
- The FEDRO’s maintenance philosophy (UPlaNS) leads to a situation whereby the service life is many times greater than the defined maintenance-free period after concluding a maintenance section. At present the maintenance-free period is established at 15 years – with attempts being made to increase this.
- Service lives are geared to the parameters contained in the SIA norms and are explained individually in the FEDRO’s manuals.
- The parameter relating to the service life is oriented to just how serious the necessary intervention in the structure



11 Einbau der Lüftungsklappen im Seelisbergtunnel
Installing the ventilation flaps in the Seelisberg Tunnel

Bei Tunnelbauwerken sollen die hohlraumstützenden Elemente sehr lange (mindestens 100 Jahre) halten; Einbauen und Betriebs- und Sicherheitsausrüstungen weisen eine kürzere Lebensdauer auf.

- Änderungen von Nutzungsanforderungen führen dazu, dass die erreichbare Nutzungsdauer kürzer wird als vorgesehen. Ein Beispiel dafür ist die Nachrüstung der längeren Tunnel mit Abluftklappen.
- Neben den technischen Aspekten spielt die Nutzungsdauer auch eine Rolle in der Anlagebuchhaltung für die Abschreibung der Objekte.

Die festgelegte Nutzungsdauer kann nur erreicht werden, wenn:

- die angenommenen Randbedingungen nicht erheblich von den dann effektiv angetroffenen abweichen (zum Beispiel Verhalten Gipskeuper im Belchentunnel).
- der Unterhalt der Objekte fach- und zeitgerecht vorgenommen wird.

Ziel des ASTRA ist eine maximale erreichte Nutzungsdauer mit minimalen Unterhaltseingriffen zum richtigen Zeitpunkt mit geringem Einfluss auf den Verkehrsfluss.

subsequently is. In the case of tunnels the elements supporting the cavity must last for a very long time (at least 100 years); installations and operational and safety facilities possess a shorter life span.

- Alterations to the requirements for use lead to a situation whereby the attained service life is shorter than the intended one. An example of this is retrofitting longer tunnels with exhaust air flaps.
- Apart from technical aspects the service life also plays a role in the accounting of assets for ensuring objects are written off.

The determined service life can only then be attained providing:

- The accepted general conditions do not diverge greatly from those effectively encountered (for instance the behaviour of gypsum keuper in the Belchen Tunnel)
- The object is maintained properly within an acceptable time frame.

The FEDRO's objective is to achieve a maximum service life with minimal interventions for maintenance at the right point in time with little effect on the flow of traffic.

Roland Hürlimann, Dr. iur., Rechtsanwalt, LL.M. (Berkeley); Baur Hürlimann Rechtsanwälte, Zürich/CH

Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

Juristische Aspekte

In Verträgen für Infrastruktur-Grossprojekte sind die Bestimmungen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit von besonderer Bedeutung¹. Beschaffenheit und Funktionstüchtigkeit von Bauten bzw. einzelner industrieller Ausrüstungen sind so zu umschreiben, dass die Anforderungen an den gebrauchstauglichen Zustand, an die erforderliche Sicherheit oder an die Zuverlässigkeit nicht nur bei der Ablieferung und Inbetriebsetzung gewährleistet sind, sondern auch während einer bestimmten Dauer des Betriebs beibehalten werden.

Warranty of Serviceability and Durability

Legal Issues

Warranty provisions on serviceability and durability are especially important in contracts for major infrastructure projects¹. The quality and functioning of buildings or of individual pieces of industrial equipment, as the case may be, must be described such that the requirements for serviceable condition, the necessary safety, or reliability are guaranteed not only at the time of delivery and placement into service, but are also maintained for a certain period of operation.

1 Ausgangslage

Gelegentlich wird vereinbart, dass die Gebrauchstauglichkeit über die gesamte Nutzungs- oder Lebensphase einzelner Anlagenteile oder Werkstoffe gegeben sein muss. Zuweilen wird der gebrauchstaugliche Zustand des Bauwerks oder einzelner Ausrüstungen von der ordnungsgemässen Verwendung (z. B. von regelmässigem Unterhalt oder vom periodischen Ersatz von Verschleisssteilen) abhängig gemacht. Und gelegentlich wird die Dauer der zugesicherten Haltbarkeit nicht allein von zeitlichen Elementen bestimmt, sondern ergänzend über Nutzungseinheiten (z. B. über die Anzahl Betriebsstunden) definiert und berechnet.

Vertraglich kann dies auf verschiedene Art und Weise geschehen. Der folgende Beitrag beschränkt sich auf drei gängige Konstellationen: Erstens: Bauherr und Planer legen die Anforderungen sowie die Nutzungs- und Sicherheitsziele in der Nutzungsvereinbarung und der Projektbasis gemeinsam fest. Zweitens: Hersteller und Lieferanten unterbreiten für ihre

1 Initial Situation

Now and then, it is agreed that individual system parts or materials' serviceability must continue throughout their entire service phase or useful life. At times, the fitness of the building or individual pieces of equipment is made contingent on correct use (e.g., on regular maintenance or periodic replacement of wearing parts). And sometimes the length of the warranted durability is defined and calculated not only based on time factors but also by means of units of use (e.g., the number of operating hours).

From a contractual standpoint, this can happen in a number of different ways. The following article is limited to three common situations: First: The principal and the planner work together to establish the requirements and the service and safety goals in the service criteria agreement and the basis of

¹ Gauch, Der Werkvertrag, 5. Aufl., Zürich 2011, Rz. 1384; Hürlimann, Garantieklauseln in der Bau- und Maschinenindustrie, Zeitschrift „Schweizer Ingenieur und Architekt“ (heute: tec 21), Nr. 49, 1996, S. 1106 ff.; Schumacher, Vertragsgestaltung für grosse Infrastrukturbauten: Sicht eines Praktikers, Zeitschrift für Baurecht, 1997, S. 3 ff., insb. S. 10; Schumacher, Vertragsgestaltung; Systemtechnik für die Praxis, Zürich 2004, Nr. 712 ff.

¹ Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), 5th ed., Zurich 2011, Mn. 1384; Hürlimann, Guarantee Clauses in the Construction and Machinery Industry (Garantieklauseln in der Bau- und Maschinenindustrie), journal "Swiss Engineer and Architect" ("Schweizer Ingenieur und Architekt") (currently: tec 21), no. 49, 1996, p. 1106 ff.; Schumacher, Contract Formation for Large Infrastructural Projects: A Practitioner's View (Vertragsgestaltung für grosse Infrastrukturbauten: Sicht eines Praktikers), Journal of Construction Law (Zeitschrift für Baurecht), 1997, p. 3 ff., particularly p. 10; Schumacher, Contract Formation: Systems Engineering for Field Work (Vertragsgestaltung; Systemtechnik für die Praxis), Zurich 2004, no. 712 ff.

Garantie de l'aptitude au service et de la durabilité

Aspects juridiques

Les dispositions visant à garantir l'aptitude au service et la durabilité revêtent une importance toute particulière dans les contrats des grands projets d'infrastructures¹. Les caractéristiques et la fonctionnalité des constructions ou des équipements industriels individuels doivent être décrites de manière à ce que les exigences posées en matière d'aptitude au service, de sécurité nécessaire ou de fiabilité soient non seulement garanties à la livraison et à la mise en service, mais aussi maintenues pendant une certaine durée d'exploitation.

Systeme bzw. Bauprodukte Konformitätsbescheinigungen oder geben eine verlängerte Garantieerklärung ab. Drittens: Der Unternehmer garantiert dem Besteller in seinem Werkvertrag eine bestimmte Beschaffenheit über einen zugesagten Zeitraum (im Sinne einer „Qualitätszusage auf Zeit“) oder etwa eine definierte Verfügbarkeit oder Zuverlässigkeit des Bauwerks, der Anlage oder eines Systems (im Sinne einer „Haltbarkeits-, Verfügbarkeits- oder Zuverlässigkeitsgarantie“).

Werden die verlangten oder erwarteten Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit nicht oder nur teilweise umgesetzt, dann führt eine solche Unterlassung im Nachhinein häufig zu Diskussionen über die Verantwortlichkeiten der Beteiligten, namentlich etwa dann, wenn zum Zeitpunkt des Mangelintritts die zugesicherte Nutzung, Konformität oder Haltbarkeit nicht mehr durchgesetzt werden kann, etwa weil die Rüge- und Verjährungsfrist bereits abgelaufen sind.

2 Zur Verantwortlichkeit des Planers aus der Nutzungsvereinbarung

Zur sorgfältigen Planung des Bauwerkes gehören die systematische Erfassung und Umsetzung der wesentlichen Anforderungen und Vorschriften der Projektierung und der Ausführung sowie der Nutzungs- und Sicherheitsziele (inklusive der Definition von Gefährdungsbildern). Bis zum Jahre 2002 geschah die Werksplanung (namentlich von Tragwerken) mit der Erarbeitung eines „Nutzungs- und Sicherheitsplans“. Seit „Inkrafttreten“² der neuen Tragwerksnormen am 1. Januar 2003 stehen Planern von Tragwerken bei der Vorprojekterarbeitung zwei „neue“ Projektierungsinstrumente zur Verfügung, nämlich die Nutzungsvereinbarung (zur Erfassung der Werksanforderungen) und die sogenannte Projektbasis (zur bauwerksspezifischen Umsetzung der Nutzungs- und Sicherheitsziele)³.

² Gemeint ist: Seit Publikation der neuen SIA-Normen 260-267 anstelle der bisherigen SIA-Normen 160-162.

³ Die Erarbeitung einer Nutzungsvereinbarung kommt zunehmend auch bei Vorprojekts-Planungen ausserhalb der SIA-Tragwerksnormen zur Anwendung. Vgl. zum Ganzen: Murer, Die Nutzungsvereinbarung, in: Die Planerverträge, Verträge mit Architekten und Ingenieuren (hsg.

Garanzia di usabilità e di durata

Aspetti legislativi

In contratti di grandi progetti infrastrutturali sono di particolare importanza le disposizioni che regolano la garanzia dell'usabilità e della durata d'esercizio¹. Le caratteristiche e l'efficienza di costruzioni o di singoli impianti industriali vanno definite in modo tale che i loro requisiti, in condizioni idonee all'uso, di sicurezza necessaria o di affidabilità, non debbano essere garantiti solo alla consegna o alla loro messa in funzione, ma anche per un certo periodo d'esercizio.

design. Second: The manufacturers and suppliers submit certificates of conformity or issue an extended guarantee for their systems or construction products, as the case may be. Third: In its work contract, the contractor guarantees the customer a certain quality for an agreed period (in the form of a “time-limited quality assurance”) or, for instance, a defined availability or reliability of the building, installation, or system (in the form of a “guarantee of durability, availability, or reliability”).

If the requested or expected requirements for serviceability and durability are implemented only in part or not at all, then, in retrospect, this sort of omission often leads to discussions about the participants' responsibilities, especially if, at the time of the occurrence of the defect, the warranted use, conformity, or durability can no longer be implemented, because, for example, the notification and limitation period have already expired.

2 The Planner's Responsibility based on the Service Criteria Agreement

The careful planning of the construction includes the systematic documentation and implementation of the essential requirements and rules of design and execution and the service and safety goals (including the definition of hazard scenarios). Until the year 2002, structural planning (especially that of frames) was done by drawing up a “service and safety plan.” Since the “entry into force”² of the new structural standards on January 1, 2003, two “new” design tools have been available to planners of frames in connection with pre-project drafting, i.e., the service criteria agreement (for documenting the building requirements) and what is referred to as the basis of design (for the building-specific implementation of the service and safety goals)³.

² In other words, since publication of the new SIA Standards 260-267 in lieu of the former SIA Standards 160-162.

³ The drafting of a service criteria agreement is becoming increasingly common in connection with preliminary project planning outside of the SIA structural standards. See in toto: Murer, The Service Criteria Agreement (Die Nutzungsvereinbarung), in: The Planner Contracts, Contracts with

Bei der Nutzungsvereinbarung handelt es sich um einen privatrechtlichen Vertrag zwischen Bauherr und Planer, der im Regelfall vom Planer vorbereitet und in der Folge (je nach Sachverstand der Beteiligten) mit dem Bauherrn und dessen Vertreter verhandelt und schliesslich gemeinsam unterzeichnet wird⁴. Inhalt der Nutzungsvereinbarung sind die für die Projektierung und Ausführung sowie für die Nutzung und Sicherheit relevanten Aspekte, unter Einbezug der Anforderungen an Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit sowie Bedürfnissen des Betriebs und des Unterhalts, der Schutzziele und der Sonderrisiken (Art. 2.2. SIA-260). Mit dem Dokument „Projektbasis“ hat der Planer die „geplante Nutzungsdauer, die betrachteten Nutzungszustände, die betrachteten Gefährdungsbilder, die Anforderungen an die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sowie zu deren Gewährleistung vorgesehenen Massnahmen inklusive Verantwortlichkeiten, Abläufen, Kontrollen und Korrekturmechanismen, die angenommenen Baugrundverhältnisse, die wesentlichen Annahmen für die Tragwerks- und Berechnungsmodelle, die akzeptierten Risiken sowie weitere projektrelevante Bedingungen“ zu beschreiben und bauwerksspezifisch umzusetzen (Art. 2.5.2. SIA-260).

Als Ausfluss des vertraglich geschuldeten Sorgfalts- und Treuegebots treffen den Planer gegenüber dem Bauherrn umfassende Informations-, Aufklärungs- und Beratungspflichten. Dazu gehört, dass der Planer den Bauherrn im Zuge der Projektrealisierung beraten muss, und zwar über die festzulegenden Nutzungsanforderungen (zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit) und über die damit verbundenen (technischen und finanziellen) Konsequenzen. Zugleich hat er ihn über Sicherheits- und andere Risiken aufzuklären, auch dann, wenn Änderungen in der Nutzungsvereinbarung zur Diskussion stehen. Ist der Planer zugleich für die Erstellung der Ausschreibungen zuständig, so muss er sicherstellen, dass die Anforderungen an die Nutzung und die Sicherheit im werkvertraglichen Leistungsbeschrieb der Unternehmer umgesetzt werden.

Unterlässt es der Planer, den ihm obliegenden Pflichten zur Erarbeitung und Umsetzung der geschuldeten Projektierungsinstrumente nachzukommen oder weisen die Dokumente der Nutzungsvereinbarung oder der Projektbasis nicht den Inhalt oder die Vollständigkeit auf, die mit dem Bauherrn vereinbart oder von ihm bauwerksspezifisch er-

The service criteria agreement is a private-law contract made between the principal and the planner. It is normally prepared by the planner and then (depending on the parties' expertise) negotiated with the principal and his representative, and it is finally signed jointly⁴. The service criteria agreement covers the issues relating to design and execution, as well as for service and safety, including requirements for serviceability and structural safety, as well as requirements for operation and maintenance, along with protection goals and special risks (Art. 2.2. SIA-260). In the document "Basis of Design," the planner must describe and implement the "planned useful life, the service situations concerned, the hazard scenarios concerned, the requirements for structural safety, serviceability, and durability, as well as measures planned for guaranteeing the same, including responsibilities, processes, controls, and corrective mechanisms, the site soil conditions assumed, the key assumptions for the structural and analytical models, the accepted risks, as well as other project-related conditions" for the specific building (Art. 2.5.2. SIA-260).

As a result of the contractual requirements of care and loyalty, the planner has extensive duties to provide information, explanations, and advice to the principal. This includes advising the principal in the course of the implementation of the project, specifically concerning the service requirements to be established (as regards the warranty of serviceability and durability) and the associated (technical and financial) consequences. At the same time, the planner must explain safety risks and other risks to the principal, even when changes in the service criteria agreement are under consideration. If the planner is also responsible for preparing the RFTs, he must ensure that the requirements for service and safety are implemented in the contractors' work specification under the work contract.

If the planner fails to fulfil his duties to draw up and implement the design documents owed by him under the contract, or if the documents pertaining to the service criteria agreement or the basis of design lack the content or completeness that was agreed upon with the principal or would be expected from him for the specific project, then the planner may be liable to the principal in the specific case, if the other conditions of liability have been satisfied⁵. In every

Stöckli/Siegenthaler), § 6, S. 274 ff. Die Nutzungsvereinbarung hat auch Eingang gefunden in die LHO SIA 103, Ausgabe 2014 (nicht aber SIA 102).

⁴ Die Nutzungsvereinbarung stellt eine vom Planer zu erbringende Teilleistung dar, welche im Rahmen des Vorprojekts die Nutzungs- und Sicherheitsziele verbindlich festlegt und für die Ausführungsprojektierung die weitere Planung vorbereitet. Insofern handelt es sich bei der Nutzungsvereinbarung zum einen um einen verbindlichen Vertrag, zum andern um ein Planungsinstrument, mit welchem die Anforderungen und Vorgaben an die Nutzung und an die Sicherheit im Zuge der Ausführungsplanung konkretisiert und allenfalls sogar abgeändert werden, so dass der Planer verpflichtet ist, die Nutzungsvereinbarung fortlaufend nachzuführen (Murer, Die Nutzungsvereinbarung, § 6.33.S, 280 f).

Architects and Engineers (Die Planerverträge, Verträge mit Architekten und Ingenieuren) (ed. Stöckli/Siegenthaler), sec. 6, p. 274 ff. The service criteria agreement is also reflected in LHO SIA 103, 2014 edition (but not SIA 102).

⁴ The service criteria agreement constitutes a partial service to be performed by the planner. It specifies binding service and safety goals as part of the preliminary project and prepares the further planning for the execution design. In this respect, the service criteria agreement is, first of all, a binding contract, and second, a planning instrument that is utilized to specify the service and safety requirements and goals in the course of the execution planning and even to modify these, if need be, so the planner is obligated to update the service criteria agreement on an ongoing basis (Murer, The Service Criteria Agreement (Die Nutzungsvereinbarung), sec. 6.33, p. 280 f).

⁵ In connection with a faulty performance of duties under the service criteria agreement, the liability provisions of the law governing work contracts or of the law governing mandates may apply in the specific

wartet werden durften, dann kann der Planer im Einzelfall gegenüber dem Bauherrn verantwortlich werden, wenn auch die übrigen Haftungsvoraussetzungen erfüllt sind⁵. In jedem Einzelfall zu prüfen bleibt, ob die in der Nutzungsvereinbarung oder in der Projektbasis festgelegten Nutzungs- und Sicherheitsziele überhaupt Gegenstand einer vertraglichen Verpflichtung waren bzw. sind, oder ob diese Dokumente bloss als „rollendes Planungsinstrument“ verstanden wurden, welche im Rahmen der nachfolgenden Ausführungsplanung präzisiert oder abgeändert wurden⁶.

3 Zur Verantwortlichkeit des Herstellers/ Lieferanten aus einer Konformitätsbescheinigung oder sonstigen Garantieerklärung

Hersteller und Lieferanten von Bauprodukten verpflichten sich gegenüber ihrem Vertragspartner häufig zu Konformitätsbescheinigungen oder zu sonstigen (Garantie-)Erklärungen, sei dies, um auf die erhöhte Qualität oder Haltbarkeit ihrer Produkte hinzuweisen, sei dies, um generell das Vertrauen in die Eigenschaften eines Produktes zu verstärken. Zuweilen werden Bauprodukten sogar Bescheinigungen oder Beurteilungen von akkreditierten Konformitätsbewertungs-Instituten beigelegt, welche die Übereinstimmung mit technischen Spezifikationen (z. B. nach Bauproduktegesetz), mit besonderen Sicherheitsvorschriften oder generell etwa eine erhöhte Qualität oder eine Haltbarkeit bestätigen. Welche Verpflichtungen der Hersteller oder Lieferant eines Bauproduktes durch den Verweis auf allfällige Konformitätsbescheinigungen oder Konformitätsbewertungen übernimmt, ist anhand des Inhalts durch Auslegung der Konformitätsbescheinigung bzw. der Garantieerklärung nach Treu und Glauben zu bestimmen⁷. Die blosser Zusage eines Herstellers oder Lieferanten, dass die auf Konformität (bzw. Qualität oder Haltbarkeit) bewerteten Eigenschaften eines Bauproduktes erfüllt oder übertroffen werden, führt (jedenfalls für sich allein) im Regelfall nicht zu einer Verschärfung der Mängelhaftung nach Gesetz oder nach der SIA-Norm 118⁸. Je nachdem, ob die Lieferung oder die Herstellung des fraglichen Bauproduktes im Vordergrund steht, kommen die Gewährleistungsbestimmungen des Kaufvertragsrechts (Art. 197 ff. OR) oder diejenigen über das Werkvertragsrecht zur Anwendung (Art. 368 OR). Lässt sich aus einer Konfor-

individual case, it is important to verify whether the service and safety goals laid down in the service criteria agreement or in the basis of design were/are, in fact, the subject of a contractual obligation, or whether these documents were merely understood as “rolling planning instruments” that were stated in more detail or modified in the subsequent execution planning⁶.

3 The Responsibility of the Manufacturer/ Supplier under a Certificate of Conformity or another Guarantee Declaration

Manufacturers and suppliers of construction products often commit to certificates of conformity or other (guarantee) declarations vis-à-vis their contractual partner, either to indicate the enhanced quality or durability of their products or generally to increase their contractual partner's trust in the characteristics of a given product. At times, construction products are even accompanied by certificates or appraisals from accredited conformity assessment institutes that certify conformity with technical specifications (e.g., pursuant to the Swiss Construction Products Act), with special safety rules, or generally an enhanced quality or a durability, for instance. The obligations that the manufacturer or supplier of a construction product assumes by making reference to any certificates of conformity or conformity assessments are determined based on content, by interpreting in good faith the certificate of conformity or the warranty, as the case may be⁷. A manufacturer or supplier's mere representation that the characteristics of a construction product evaluated for conformity (or quality or durability, as the case may be) are met or exceeded does not normally result (at least not in and of itself) in increased liability for defects in accordance with the law or pursuant to SIA Standard 118⁸. The warranty provisions of the law governing contracts of sale (Art. 197 ff. of the Swiss Civil Code (CO)) or those of the law governing work contracts will apply (Art. 368 CO) depending on whether it is the delivery or the manufacture of the construction product that is paramount. If a guarantee of durability can be inferred from a certificate of conformity

⁵ Im Zusammenhang mit einer fehlerhaften Pflichterfüllung aus der Nutzungsvereinbarung können im Einzelfall die Haftungsbestimmungen des Werkvertragsrechts oder des Auftragsrechts zur Anwendung gelangen, je nachdem, ob sich der Planer mit der Erarbeitung der vertragswidrigen Nutzungsvereinbarung bloss zur Projektierung verpflichtet hat (dann Werkvertrag) oder ob er zugleich auch die Leitung der Bauausführung übernommen hat (dann gemischtes Vertragsverhältnis) gemäss Rechtsprechung des Bundesgerichts BGE 127 III 545 ff. bzw. Auftrag nach Auffassung von Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 57 ff.)

⁶ Murer, Die Nutzungsvereinbarung, § 6.33ff., S. 281 f.

⁷ Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 2560; Schumacher, Konformitätsbewertungen – Konformitätsversprechen für Bauprodukte, S. 341; in: Aktuelle Aspekte des Schuld- und Sachenrechts, Festschrift für Heinz Rey, Zürich 2003; BGE 4 C.149/2001, E. 3.

⁸ Vgl. sinngemäss Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1382 ff. und insb. Rz.1390 ff. und Schumacher, Konformitätsbewertungen – Konformitätsversprechen für Bauprodukte, S. 338.

case depending on whether, by drawing up the service criteria agreement that breached the contract, the planner merely undertook to effect the design (in which case it is a work contract) or whether he also assumed at the same time management of the execution of the construction project (in which case it is a hybrid contractual relationship) in accordance with the Swiss Federal Supreme Court's precedent BGE 127 III 545 ff. or a mandate, in the opinion of Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 57 ff.)

⁶ Murer, The Service Criteria Agreement (Die Nutzungsvereinbarung), sec. 6.33 ff., p. 281 f.

⁷ Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 2560; Schumacher, Conformity Assessments – Conformity Assurances for Construction Products (Konformitätsbewertungen – Konformitätsversprechen für Bauprodukte), p. 341; in: Current Issues in the Law of Obligations and Property, Festschrift für Heinz Rey (Aktuelle Aspekte des Schuld- und Sachenrechts, Festschrift für Heinz Rey), Zurich 2003; BGE 4 C.149/2001, consid. 3.

⁸ See likewise Gauch, The Work Contract, Mn. 1382 ff. and, in particular, Mn.1390 ff., and Schumacher, Conformity Assessments – Conformity Assurances for Construction Products (Konformitätsbewertungen – Konformitätsversprechen für Bauprodukte), p. 338.

mitäts- oder Garantieerklärung im Einzelfall eine Haltbarkeitsgarantie ableiten, dann ist zugleich zu ermitteln, ob und über welchen Zeitraum mit der Zusage eine Verlängerung der Rüge- und Verjährungsfrist verbunden ist, worauf im Folgenden noch detailliert einzugehen ist.

4 Zur Verantwortlichkeit des Unternehmers aus Werkvertrag bzw. aus einer Haltbarkeitsklausel

Der Grundsatz: Sowohl von Gesetzes wegen (Art. 367 ff. OR) als auch nach Massgabe der „Allgemeinen Baubedingungen der SIA-Norm 118“ (Art. 165 ff. SIA-118) wird der Unternehmer gewährleistungspflichtig, wenn die Bauten nicht die vereinbarten und vorausgesetzten Werkeigenschaften aufweisen und in diesem Sinn das Arbeitsergebnis bei der Ablieferung und Abnahme „mangelhaft“ ist. Der Mangel kann entweder darin bestehen, dass dem Werk eine vereinbarte Eigenschaft fehlt oder darin, dass das Werk eine Eigenschaft (z. B. Dichtigkeit) nicht aufweist, die der Bauherr auch ohne besondere Vereinbarung in guten Treuen erwarten durfte.

Fehlen einer vereinbarten Eigenschaft als Werkmangel: Im Anwendungsbereich der SIA-Norm 118 ergeben sich die vereinbarten Eigenschaftsmerkmale regelmässig aus dem Leistungsverzeichnis, in welchem Bauherr und Bauleitung jede Leistung „unter Angabe von Materialqualitäten und voraussichtlichen Mengen“ beschreiben und auf das Bestehen allfälliger objektbedingter Bestimmungen für ihre Ausführung verweisen (Art. 8 SIA-118). Hat der Unternehmer vertraglich versprochen, bestimmte Systeme oder Werkstoffe vorgeschriebener Hersteller zu verwenden, gehört es zu den vereinbarten Eigenschaften des Werks, dass das Werk unter Verwendung der versprochenen Produkte hergestellt wird⁹. Wird eine bestimmte Eigenschaft versprochen, handelt es sich um eine vertragliche Zusicherung. Ist die Zusicherung mit einer Haftungserklärung verbunden, handelt es sich um eine sogenannte qualifizierte Zusicherung. Ungeachtet dessen gilt, dass die Zusicherungserklärung mit einer Haftungserklärung keine Haftungsvoraussetzung ist; die Mängelhaftung besteht ohnehin¹⁰.

Fehlt dem Werk eine vereinbarte (oder vom Unternehmer zugesicherte) Eigenschaft, so liegt immer ein Werkmangel vor, auch wenn das betreffende Werk nach den anerkannten Regeln der Technik oder einem gleichwertigen Standard erstellt worden ist¹¹. Der blosser Umstand, dass das Werk trotz der fehlenden Eigenschaft (bspw. in geringerer Güte als vereinbart) ebenso gebrauchstauglich sei, ändert nichts am Vorliegen eines Werkmangels. Das Werk weist sogar dann einen Mangel auf, wenn es mit den effektiv verbauten Eigenschaften wirtschaftlich oder technisch besser bzw. zum massgeblichen Gebrauch tauglicher ist, als es mit den vereinbarten Eigenschaften wäre¹².

⁹ Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1363.

¹⁰ Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1372.

¹¹ Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1398.

¹² Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1399 mit Verweis auf BGH NJW 2002, 3543 f.). Brändli, Die Nachbesserung im Werkvertrag, 2007, Rz. 203

or a guarantee declaration in a specific case, then it is also important to ascertain whether and for what period of time an extension of the defect notification and limitation period is tied to that commitment, an issue which must be addressed in detail hereinafter.

4 The Contractor's Liability under a Work Contract or a Durability Clause, as Applicable

The principle: Both by operation of law (Art. 367 ff. CO) and pursuant to the “General Construction Conditions of SIA Standard 118” (Art. 165 ff. SIA-118), the contractor is liable under a warranty if the buildings do not exhibit the agreed and required work qualities and the deliverable is “defective” in this sense at the time of delivery and acceptance. The defect may be either that the work lacks an agreed quality or that the work does not exhibit a quality (e.g., impermeability) that the principal could have expected in good faith even without a special agreement.

Absence of an agreed quality as a work defect: In the area of application of SIA Standard 118, the agreed features are normally indicated in the work specification, in which the principal and construction management describe every service, “indicating material qualities and expected quantities” and make reference to the existence of any property-specific provisions for purposes of their execution (Art. 8 SIA-118). If the contractor promised by way of contract to use certain systems or materials from prescribed manufacturers, then the agreed characteristics of the work include its being manufactured by using the promised products⁹. If a particular characteristic is promised, this constitutes a contractual representation. If the representation is tied to a declaration of liability, it constitutes what is known as a qualified representation. Nonetheless, a declaration of a representation need not include a declaration of liability as a requirement for liability; liability for the defect exists in any case¹⁰.

If the project lacks an agreed characteristic (or one represented by the contractor), a work defect always exists, even if the project in question was constructed according to the accepted rules of engineering or an equivalent standard¹¹. The mere fact that the project is just as fit for use despite the missing characteristic (for instance, in lesser quality than agreed) does nothing to alter the presence of a work defect. The project exhibits a defect even if it is economically or technically better or more fit for the relevant use, as the case may be, with the qualities actually installed, than it would be with the agreed qualities¹².

⁹ Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 1363.

¹⁰ Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 1372.

¹¹ Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 1398.

¹² Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 1399, with a reference to BGH NJW 2002, 3543 f.). Brändli, The Correction of Defects in Work Contracts (Die Nachbesserung im Werkvertrag), 2007, Mn. 203 and Chaix, Roman Commentary, Code of Obligations I, 2nd ed., Basel 2013, Art. 368 no. 6.

Fehlen einer vorausgesetzten Eigenschaft als Werkmangel: Der Besteller darf ferner in guten Treuen erwarten, dass das Werk neben den vereinbarten Werkeigenschaften auch jene Eigenschaften aufweist, die ohne dahingehende Vereinbarung in guten Treuen erwartet werden durften. Daraus ergibt sich, dass der Besteller die Undurchlässigkeit der Dachkonstruktion oder dass er die Haftfähigkeit des Verputzes auf dem Mauerwerk erwarten darf, auch wenn dies im Leistungsverzeichnis so nicht umschrieben wurde¹³. Insbesondere schuldet der Unternehmer auch ohne besondere Vereinbarung ein Werk, das eine normale Beschaffenheit aufweist, welche sich nach der Art und dem erforderlichen Gebrauchszweck definiert. Massgebend sind die Grundsätze, welche die Verkehrsanschauung als objektiv, vernünftig und richtig anzusehen pflegt. Welche Anforderungen der Bauherr erwarten kann, kann sich auch aus dem Verhältnis zwischen Werkleistung und Werklohn ergeben¹⁴.

Unter dem Gesichtspunkt der Gebrauchstauglichkeit schuldet der Unternehmer ein Werk, das „für den vertraglich vorausgesetzten oder den üblichen“ Gebrauch tauglich ist (so: Art. 166 Abs. 2 SIA-Norm 118). Ob der Besteller nach dem Verwendungszweck eine übliche, eine gewöhnliche oder eine besondere Gebrauchstauglichkeit fordern darf, beurteilt sich in Auslegung des konkreten Werkvertrags.

Ist zu beurteilen, ob ein Werk wegen des vom Unternehmer gelieferten Werkstoffes mangelhaft ist (z. B. untauglicher Stoff oder individueller Qualitätsfehler oder Verwendung eines vom Vertrag abweichenden Werkstoffes, so gilt als Massstab, dass der Unternehmer vorbehaltlich einer anderslautenden Vereinbarung in durchschnittlicher Güte zu liefern hat (Art. 71 Abs. 2 OR)¹⁵. In diesem Zusammenhang darf der Bauherr je nach Werkvertrag erwarten, dass er das Werk oder einen besonderen Werkteil für den geschuldeten Gebrauchszweck nutzen kann, ohne dass übermässige Betriebs- und Unterhaltskosten anfallen. Unter Umständen ist es jedoch sogar umgekehrt und der Unternehmer macht jegliche Gewährleistung vom Abschluss eines mehrjährigen Wartungsvertrags abhängig. Das Risiko einer geringeren Nutzungsdauer bzw. von erhöhten Betriebs- und Instandhaltungskosten vermag für sich allein im Regelfall nicht einen Werkmangel zu begründen¹⁶. Ebenso wenig darf der Ver-

Absence of a required quality as a work defect: The customer may also expect in good faith that, aside from the agreed work qualities, the project exhibits the qualities that would have been expected in good faith without an agreement to that effect. Therefore, the customer may expect the roof structure to be impermeable or the plasterwork to display adhesive capability on the walls, even if this was not described as such in the work specification¹³. In particular, even without a special agreement, the contractor must deliver a project that exhibits a normal condition, something which is defined based on the type of project and the required use. The relevant principles are those that the generally accepted standards regard as objective, reasonable, and correct. The requirements that the principal can reasonably expect may also be evident from the proportion between performance of the work and remuneration of the work¹⁴.

From the standpoint of fitness for use or serviceability, the contractor must deliver a project that is fit “for the contractually required [use] or the standard” use (see Art. 166 par. 2 SIA Standard 118). Whether the customer may demand a standard, ordinary, or special serviceability based on the intended use is determined by interpreting the specific work contract.

If it is necessary to determine whether a project is defective because of the materials supplied by the contractor (e.g., unsuitable material or individual quality defects or use of a material deviating from the contract), the applicable standard is that, barring an agreement to the contrary, the contractor must supply [materials] of ordinary quality (Art. 71 par. 2 CO)¹⁵. In this regard, the principal may expect, depending on the work contract, to be able to use the project or a particular part of it for the contractual purpose without excessive operating and maintenance costs accruing. Under certain circumstances, however, it can even be vice-versa, and the contractor makes any warranty contingent upon entry into a multi-year maintenance contract. In and of itself, the risk of a shorter useful life or of increased operating and maintenance costs, as the case may be, cannot normally substantiate a work defect¹⁶. Nor can the suspicion of a defect (along with the resulting legal remedies) normally be treated as equivalent to a defect¹⁷. If the suspicion cannot be confirmed and a

und Chaix, Commentaire Roman, Code des obligations I, 2. Aufl., Basel 2013, Art. 368 N. 6.

¹³ BGE 93 II 313 ff BGE 4 C.130/2006, E. 3.1; BGE 118 II 143. Sprau, Palandt/BGB Kommentar-, 73. Aufl., München 2014, § 633 N 7 u. a. mit Verweis auf BGH NJW 03, S. 1188.

¹⁴ Vgl. Urteil des Handelsgerichts des Kantons Zürich vom 8. Mai 2014, HG120094-O, E. 3.1.1 ff.

¹⁵ vgl. Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1477

¹⁶ Zur Rechtslage, wenn verschiedene Zusicherungen (z. B. „volle“ Gebrauchstauglichkeit versus anerkannte Regeln der Technik kollidieren: vgl. Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1429 ff. Es kann Fälle geben, in welchen die Ausführung des Werks nach den anerkannten Regeln der Technik nicht ausreicht, um die zur Vermeidung eines Werkmangels erforderliche Gebrauchstauglichkeit zu erreichen (vgl. den Sachverhalt von OLG Frankfurt, Urteil vom 27. Mai 1981, 17 U 82/80, publiziert in: BauR 2/83, 156 f.

¹³ BGE 93 II 313 ff., BGE 4 C.130/2006, consid. 3.1; BGE 118 II 143. Sprau, Palandt/Commentary on the German Civil Code (BGB Kommentar), 73rd ed., Munich 2014, sec. 633 no. 7, inter alia, with a reference to BGH NJW 03, p. 1188.

¹⁴ See judgment of the Commercial Court of the Canton of Zurich dated May 8, 2014, HG120094-O, consid. 3.1.1 ff.

¹⁵ See Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 1477

¹⁶ As to the legal situation in which multiple different representations (e.g., “full” serviceability versus accepted rules of engineering) conflict: See Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 1429 ff. Cases may arise in which executing the project in accordance with the accepted rules of engineering does not suffice to obtain the serviceability required in order to prevent a work defect (see the case facts in the Frankfurt Regional Appellate Court’s judgment of May 27, 1981, 17 U 82/80, published in: BauR 2/83, 156 f.

¹⁷ Contrary view: Rusch; Suspicion as a Defect (Verdacht als Mangel), AJP 2012, p. 44 ff.

dacht eines Mangels (mit den daraus folgenden Rechtsbehelfen) einem Mangel gleichgestellt werden¹⁷. Lässt sich der Verdacht nicht bestätigen und damit ein Mangel feststellen, dann liegt eben gerade keine Vertragswidrigkeit vor, die zu Gewährleistungsansprüchen berechtigt.

Zeitpunkt der Beurteilung für das Vorliegen eines Mangels: Haben Unternehmer und Besteller nichts anderes vereinbart, so beurteilt sich die Frage nach dem Vorliegen eines Mangels in allen Fällen danach, ob das Werk zum Zeitpunkt der Ablieferung bzw. der Inbetriebsetzung mangelfrei war oder nicht¹⁸. Die nachträgliche Verschlechterung des abgelieferten und in Betrieb genommenen Werkes begründet grundsätzlich keinen Werkmangel im Sinne des Gesetzes oder der Norm¹⁹; ausser die Verschlechterung sei Folge eines ursprünglichen (bei Abnahme noch nicht zutage getretenen) Werkmangels.

Der Unternehmer ist mit anderen Worten weder nach Gesetz noch nach der SIA-Norm 118 gehalten, die vereinbarte oder vorausgesetzte Sollbeschaffenheit über die Ablieferung und Inbetriebnahme hinaus zu erhalten, mithin für die Haltbarkeit über einen bestimmten oder unbestimmten Zeitraum Gewähr zu bieten²⁰. Zwar wird man dem Unternehmer über den Zeitraum der Gewährleistungszeit (z. B. 5 Jahre nach Art. 368 OR bzw. nach Art. 180 SIA-Norm 118) behaften können, wenn der Mangel bei der Ablieferung noch nicht ersichtlich war; doch wird der Unternehmer (vorbehältlich vertraglicher Vereinbarung) nach Ablauf der Verjährungsfrist nicht zur Verantwortung gezogen werden können, wenn die Haltbarkeit nicht bis zur Nutzungs- oder Lebensdauer einzelner Werkteile reicht²¹.

Die Haltbarkeitsgarantie: Typischerweise besteht die Haltbarkeitsklausel in der Zusicherung des Unternehmers oder Lieferanten, dass sein Werk (bzw. seine Anlage) während der angegebenen Zeit die „garantierte“ Beschaffenheit und/oder Gebrauchstauglichkeit (z. B. Wasserundurchlässigkeit des Flachdaches bis 10 Jahre) aufweisen und auch behalten

defect thus identified, there simply is no breach of contract justifying any warranty claims.

Time for determining the existence of a defect: Unless the contractor and the customer have agreed otherwise, the issue as to the existence of a defect is always determined based on whether or not the project was free of defects at the time of delivery or placement into service, as the case may be¹⁸. As a rule, the subsequent deterioration of a project that has been delivered and put into service does not establish a work defect within the meaning of the law or the standard¹⁹ unless the deterioration results from an original work defect (that had not yet come to light by the time of acceptance).

In other words, the contractor is not required by law or by SIA Standard 118 to preserve the agreed or required nominal condition beyond the time of delivery and placement into service, nor, therefore, to warrant the durability for a definite or indefinite period²⁰. Granted, the contractor may be held liable over the course of the warranty period (e.g., five years, pursuant to Art. 368 CO or Art. 180 SIA Standard 118, as applicable), if the defect was not yet detectable at the time of delivery; however (subject to a contractual agreement to that effect), the contractor cannot be held liable after the expiration of the limitation period unless the durability extends to the useful life or life cycle of individual parts of the project²¹.

The warranty of durability: The durability clause typically consists of the contractor or supplier's representation that his work (or installation, as the case may be) will exhibit and even retain the "guaranteed" quality and/or serviceability (e.g., impermeability of a flat roof for up to 10 years). What is promised is a time-limited guarantee, so to speak²².

¹⁷ Entgegen: Rusch; Verdacht als Mangel, AJP 2012, S. 44 ff.

¹⁸ BGE 4A_460/2009, E.3.1.1; Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 4751; Tercier/Favre, Les Contrats Speciaux, 2009, No 4478.

¹⁹ Nach BGE 107 II 437 selbst dann nicht, wenn nach der Werksabnahme eine vereinbarte oder vorausgesetzte Werkeigenschaft entfällt; Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1451.

²⁰ Vorbehalten bleibt der Fall, das sich der Unternehmer mittels Wartungsvertrag verpflichtet hat, das Werk oder die Anlagen zu unterhalten.

²¹ Zuweilen wird gesagt, ein kurzes Produkteleben stelle an sich einen Sachmangel dar (Rusch, Geplante Obsoleszenz, a.a.O., 177 mit Beispielen, etwa mit Verweis auf ein Urteil des OLG Schleswig vom 31. Oktober 198011 U 127/79, wonach der kurzlebige Polsterstoff auf einem Möbelstück aus Massiveiche einen Mangel darstelle, da die Lebensdauer dieses Stoffes von 2 Jahren, wie es sich an dem untersuchten Sessel gezeigt habe, für eine Sitzgarnitur aus Massiveiche bei weitem zu gering sei. Doch illustriert dieses Beispiel, dass es im verwiesenen Entscheid eher um konsumentenrechtliche Aspekte ging, die sich aus der Diskrepanz zwischen der unterschiedlichen Lebensdauer von Polsterstoff und Eichenholz ergaben. Vgl. auch BGE 4 C.347/2005, E. 2: „En l'occurrence, la demanderesse pouvait légitimement espérer que l'étanchéité nouvelle résisterait pendant plus que quelques mois. L'existence d'un défaut est donc incontestable [...]“

¹⁸ BGE 4A_460/2009, consid. 3.1.1; Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 4751; Tercier/Favre, Special Contracts (Les Contrats Speciaux), 2009, no. 4478.

¹⁹ Pursuant to BGE 107 II 437, not even if an agreed or required work quality ceases to apply after acceptance of the work; Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 1451.

²⁰ This is subject to the case in which the contractor has undertaken, by means of a service contract, to maintain the work or the installations.

²¹ It is sometimes said that a short product life constitutes per se a defect in workmanship (Rusch, Planned Obsolescence (Geplante Obsoleszenz), loc. cit., 177 with examples, including a reference to a judgment of the Schleswig Regional Appellate Court of October 31, 1980-11 U 127/79, according to which the short-lived upholstery fabric on a piece of furniture made of solid oak constitutes a defect since the two-year life cycle of this material, as demonstrated on the inspected seat, is far too short for a settee made of solid oak. Yet this example illustrates that the referenced decision was more concerned with issues of consumer protection law that arose from the discrepancy between the different life cycles between upholstery fabric and oak wood. See also BGE 4 C.347/2005, consid. 2: "In this case, the plaintiff could rightfully expect that the new waterproofing would hold up for more than a few months. Thus, the existence of a defect is indisputable [...]"

²² See BGE 4 C.258/2001, consid.4.1.1; BGE 4 C.428/1999, consid. 3; see also Siegenthaler, Liability for Defects in Connection with the Delivery of Machinery (Die Mängelhaftung bei der Lieferung von Maschinen), Zurich 2000, Mn. 50, particularly also regarding the "time-limited quality assurance."

wird. Versprochen wird quasi eine Garantie auf Zeit²². Zuweilen wird mit der angegebenen Zeit zugleich die Frist verstanden, innert welcher der Besteller eine allfällige Mängel-Rüge anbringen muss. Übersteigt die zugesicherte Haltbarkeit in zeitlicher Hinsicht die gesetzlich geltende (z. B. Art. 371 OR) oder vertraglich vorgesehene Verjährungsfrist (z. B. Art. 180 SIA-Norm 118; Art. 13 VSM-Lieferbedingungen Verein Schweizerischer Maschinen-Industrieller), so verlängert sich mit der Haltbarkeitsgarantie auch die Verjährung für die Mängelhaftung, jedenfalls soweit die Interpretation der Klausel nicht etwas anderes ergibt (z. B. Verjährungsbeginn im Zeitpunkt der Mängel-Entdeckung). Ist die „garantierte“ Zeit kürzer als die Verjährungsfrist, so stellt die „Haltbarkeitsgarantie“ in Wirklichkeit eine Haftungsbeschränkung dar.

Verfügbarkeitsgarantie: Typischerweise besteht die Verfügbarkeitsgarantie in der Zusicherung des Unternehmers oder Lieferanten, dass sein Bauwerk, seine Anlage oder eine Systemkomponente bestimmte Leistungswerte (z. B. Förderkapazität Energieproduktion) erreicht und die mechanischen, hydraulischen oder z. B. elektronischen „Bewegungsabläufe“ über einen definierten Zeitraum (z. B. >98 % pro 1000 Betriebsstunden) zum bestimmungsgemässen oder vorausgesetzten Gebrauch zur Verfügung stehen. Anstelle zeitlicher Messeinheiten kann die Verfügbarkeit auch nach anderen Kriterien (z. B. >99,9 % pro Turbinenumdrehung, pro Fahrkilometer, usw.) festgelegt wurden. Von Vorteil wird mit einer solchen Garantieklausel zugleich bestimmt, über welchen Zeitraum nach der Inbetriebnahme (also nach den Probeläufen zur Verfügung stehen muss und mit wie vielen Betriebsstunden) und in welchem Verhältnis die „garantierte“ Verfügbarkeit zur ordentlichen Gewährleistung stehen soll.

Zuverlässigkeitsgarantie: Wird nicht Verfügbarkeit, sondern Zuverlässigkeit eines Werkes, einer Anlage oder eines Betriebssystems zugesichert, so muss diese(s) während der (als verfügbar definierten) Zeitperiode ohne Ausfälle oder Störungen betriebsstüchtig sein. Auch diese Anforderungen sind zu definieren (z. B. Ausfall von Rollmaterial als <0,01 % pro 1000 Fahrkilometer). Im Einzelfall kann die definierte Zuverlässigkeit eine Kombination zwischen einer Verfügbarkeits- und einer Haltbarkeitsgarantie darstellen. Wird Verfügbarkeit ohne Wartung bzw. ohne Ausfälle „garantiert“, wird die Zusicherung zuweilen auch als Ausfallgarantie bezeichnet. Möglich ist auch, dass statt Verfügbarkeit oder Zuverlässigkeit z. B. die Lebensdauer einzelner Werkteile bzw. Anlagekomponenten zugesichert wird; alsdann verspricht der Unternehmer oder Lieferant, dass ein bestimmter Werkteil bzw. eine bestimmte Komponente erstmalig nach Ablauf der festgelegten Lebensdauer revidiert bzw. ersetzt werden.

Hat der Unternehmer einen gebrauchstauglichen Zustand auf eine bestimmte Dauer zugesichert, dann ist durch Aus-

Occasionally, the stated time is also understood as the period within which the customer must make any notification of defects. If, in terms of time, the warranted durability exceeds the legally applicable (e.g., Art. 371 CO) or contractually specified limitation period (e.g., Art. 180 SIA Standard 118; Art. 13 VSM Delivery Conditions of the Swiss Association of Machinery Manufacturers (VSM)), then the limitation period for liability for defects also extends along with the durability guarantee, at least insofar as the interpretation of the clause does not yield a different result (e.g., start of the limitation period at the time of discovery of the defect). If the “guaranteed” period is shorter than the limitation period, then the “durability guarantee” actually constitutes a limitation of liability.

Availability guarantee: The availability guarantee typically consists of the contractor or supplier’s representation that his construction, installation, or system component achieves certain output values (e.g., energy production capacity) and that the mechanical, hydraulic, or, e.g., electronic “motion sequences” are available for a specified period (e.g., >98 % per 1,000 operating hours) for the intended or required use. Availability may also be established according to criteria other than units of time (e.g., >99.9 % per turbine revolution, per kilometre travelled, etc.). Preferably, such a guarantee clause will also establish the period for which the “guaranteed” availability must exist after placement into service (i.e., after the trial runs, with an indication of the number of operating hours) and the relationship between this availability and the ordinary warranty.

Reliability guarantee: If it is not the availability, but rather the reliability, of a project, an installation, or an operating system, that is represented, then it must be operational without deficiencies or interruptions for the period of time (defined as available). These requirements must be defined as well (e.g., deficiency of rolling stock as <0.01 % per 1,000 kilometres travelled). On a case-by-case basis, the defined reliability may be a combination between an availability and a durability guarantee. If availability is “guaranteed” without maintenance or without deficiencies, as applicable, the representation is also labelled at times as a deficiency guarantee. It is also possible that it is, for instance, the service life, and not the availability or reliability, of individual project parts or system components, as the case may be, that is represented; the contractor or supplier then promises that a particular project part or a certain component, as the case may be, will initially be revised or replaced, as applicable, after the expiration of the specified service life.

If the contractor represented serviceability for a specific period of time, then interpretation must be used in order to determine what the parties meant to agree upon through this guarantee commitment. Did the contractor intend to guarantee the project’s durability absolutely and regardless of fault (even for consequential losses) for a specific period of time (e.g., regardless of any wear and tear), or was it the

²² Vg. BGE 4 C.258/2001 E.4.1.1; BGE 4 C.428/1999 E3; vgl. auch Siegenthaler, Die Mängelhaftung bei der Lieferung von Maschinen, Zürich 2000, Rz. 50, namentlich auch zur „Qualitätszusage auf Zeit“.

legung zu ermitteln, was die Parteien im Einzelfall mit dieser Garantiezusage vereinbaren wollten. Wollte der Unternehmer die Haltbarkeit unbedingt und verschuldensunabhängig (auch für Folgeschäden) über einen bestimmten Zeitraum garantieren (z. B. ungeachtet jeder Abnutzung) oder war die Abmachung, dass die Zusage nur unter bestimmten Anwendungsbedingungen (z. B. bei vorausgesetztem regelmässigen Unterhalt und Monitoring) gültig sein soll? Namentlich ist auch zu ermitteln, welche Rechtsfolge greift, wenn die mittels der Vertrags-Klausel zugesicherte Beschaffenheit vor Ablauf des vereinbarten Zeitraums nicht mehr gegeben ist. Im Regelfall wird davon auszugehen sein, dass der Entfall der zugesicherten Beschaffenheit vor Ablauf der zugesagten Zeitperiode nach dem Verständnis der Vertragspartner meint, dass dem Bauwerk im Nachhinein eine zugesicherte Eigenschaft fehlt, so dass der Besteller nach Massgabe der Bestimmungen über die Mängelhaftung beim Unternehmer Gewährleistung verlangen kann²³.

Diese Schlussfolgerung bereitet keine unüberwindbaren Schwierigkeiten, wenn der Besteller den betreffenden Mangel noch innerhalb der laufenden Rüge- und Verjährungsfristen geltend machen kann. Schwieriger zu beantworten ist die Frage, welche Rechtsbehelfe dem Besteller noch zustehen, wenn die Garantiezusage länger als die gesetzliche Verjährungsfrist dauert und ein Mangel (z. B. wegen Wegfall einer zugesicherten Haltbarkeit) erst nach Ablauf dieser Verjährungsfrist (und damit auch nach Ablauf der Rügefrist) eintritt. Im Einzelfall kann es gerechtfertigt sein, eine solche Garantiezusage wie erwähnt dahingehend auszulegen, dass die Vertragspartner mit der getroffenen Vereinbarung (als stillschweigend mitverständener Inhalt) auch die Dauer der Rüge- und der Verjährungsfrist entsprechend verlängern wollten²⁴. Die Auslegung der Garantiezusage kann auch ergeben, dass die Parteien beabsichtigten, den Rüge- und Verjährungsbeginn auf den Zeitpunkt der Mängelentdeckung zu verschieben²⁵. Doch von Gesetzes wegen darf die Verjährungsfrist für eine künftige Verpflichtung nach den Bestimmungen von Art. 127 OR maximal 10 Jahre seit Ablieferung des Werkes betragen. Ob mit Vereinbarung einer Garantiezusage ein ausreichender Sonderfall vorliegt, um die zwingende Gesetzesregel von Art. 129 OR (Unabänderlichkeit der Fristen) nicht anzuwenden, wird in jedem Einzelfall beurteilen sein. Dies wird zu verneinen sein, wenn bei der zu beurteilenden Zusicherung (z. B. über eine Lebensdauer von 50 Jahre) auf die Anwendbarkeit der allgemeinen Grundsätze

parties' understanding that the commitment would only apply under certain conditions of use (e.g., regular maintenance and monitoring being required)? In particular, it is also important to ascertain which legal consequence applies if the quality represented by means of the contractual clause ceases to exist before the agreed period expires. It is normally to be assumed that, in the understanding of the contracting parties, the cessation of the represented quality prior to the expiration of the committed period means that the construction project subsequently lacks a represented characteristic, so the customer can make a claim under the warranty in accordance with the provisions on liability for defects²³.

This conclusion does not pose any insurmountable problems if the customer can still assert the defect in question within the ongoing notification and limitation periods. A question that is more difficult to answer is this: Which legal remedies can the customer avail himself of if the guarantee commitment lasts longer than the statutory limitation period and a defect (e.g., resulting from the discontinuation of a represented durability) does not occur until after this limitation period has expired (and thus also after the expiration of the notification period)? In a specific case, it may be reasonable to interpret a guarantee commitment of this type as mentioned previously, such that, by means of the agreement made (as implicitly misunderstood content), the contracting parties also intended to extend the duration of the notification and limitation period accordingly²⁴. Interpreting the guarantee commitment may also result in the parties having intended to defer the beginning of the notification and limitation period to the date on which the defect was discovered²⁵. However, by operation of law, the limitation period for a future obligation cannot exceed 10 years from the date of delivery of the work, pursuant to the provisions of Art. 127 CO. Whether agreeing on a guarantee commitment means that a sufficiently special case exists not to apply the mandatory statutory rule of Art. 129 CO (Mandatory limitation periods) is an issue that must be determined in each individual case. This question must be answered in the negative if, in connection with the representation to be assessed (e.g., as regards a life of 50 years), the focus is placed on the applicability of the general principles of Swiss law, according to which an upper limit of 10 years

²³ Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 1404, Rz. 1452 und Rz. 2078.

²⁴ Bühler/Zürcher Kommentar, Bd. v2 d., Zürich 1998, N31 zu Art. 367 OR; Gauch, Der Werkvertrag, Rz. 2492 und Rz. 2520; im Ergebnis gleich: Koller, Nachbesserung, Rz. 458; Rusch, Geplante Obsoleszenz, in: recht 2012, 176-183: Nach ihm ist die geplante Obsoleszenz [wissentliches Einplanen einer zeitlichen Sollbruchstelle] im Sinne eines Verdachts auf Mangel innerhalb der Verjährungsfrist nach Art. 210 Abs. 1 OR geltend zu machen. Im Entscheid BGH NJW 1979, S. 645 ist der deutsche Bundesgerichtshof davon ausgegangen, dass der Beginn der Verjährung überhaupt erst mit der Mängel-Entdeckung zu laufen beginnt.

²⁵ Vgl. Gauch, Der Werkvertrag, Nr. 2492 mit Verweis auf BGH NJW 1979, S. 645.

²³ Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 1404, Mn. 1452, and Mn. 2078.

²⁴ Bühler/Zürich Commentary (Zürcher Kommentar), vol. 2., Zurich 1998, no. 31 regarding Art. 367 CO; Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), Mn. 2492 and Mn. 2520; same result: Koller, Correction of Defects (Nachbesserung), Mn. 458; Rusch, Planned Obsolescence (Geplante Obsoleszenz), in: Law 2012 (recht 2012), 176-183: According to him, planned obsolescence [deliberately allowing for a predetermined breaking point] must be claimed as a suspicion of a defect within the limitation period in accordance with Art. 210 par. 1 CO. In the decision BGH NJW 1979, p. 645, the German Federal Supreme Court of Justice assumed that the limitation period generally does not start to run until the defect has been discovered.

²⁵ See Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), no. 2492 with a reference to BGH NJW 1979, p. 645.

des schweizerischen Rechts abgestellt wird, wonach eine Verjährungsobergrenze von 10 Jahren (Art. 127 OR) gilt und das Verbot übermässiger Bindungswirkungen (Art. 27 ZGB) zu beachten ist. Mit Rücksicht auf den beabsichtigten Dauercharakter der Garantiezusage wäre zu überlegen, die Garantiezusage von den Gewährleistungsbestimmungen des Werkvertrages auszuklammern und in Bezug auf die Verjährungsfristen wie eine selbstständige Garantie im Sinne von Art. 111 OR zu behandeln²⁶.

Fehlt es an einer Festlegung der Lebensdauer im Werkvertrag und wurde auch keine zeitlich fixierte Haltbarkeit zugesagt, so ist mittels Auslegung zu ermitteln, wovon die Parteien bei Vertragsabschluss mutmasslich ausgegangen sind²⁷. In der Baupraxis wird zur Bestimmung der Lebensdauer zuweilen auf Normbestimmungen bzw. Regeln der Technik zurückgegriffen, um zu ermitteln, welchen zeitlichen Anforderungen ein Werk bzw. ein Werkstoff entsprechen müsse. Richtwerte für die technische Lebensdauer finden sich auch etwa in Anhang B der SIA-Norm 480 (Ausgabe 2004), wobei diese erstens vorrangig im Hochbau Anwendung finden und zweitens „für Wirtschaftlichkeitsberechnungen“ zu verwenden sind.

Ungeachtet solcher Formulierungen und Richtwerte darf der Besteller meines Erachtens aus der blossen Anwendbarkeit einzelner technischen Normen nicht von einer zugesicherten Lebensdauer oder einer Haltbarkeit, Verfügbarkeit oder Zuverlässigkeit ausgehen, welche die anwendbare Verjährungsfrist aus der Mängelhaftung überschreitet.

applies to limitation periods (Art. 127 CO) and the prohibition against excessive binding effects (Art. 27 CC) must be observed. With respect to the intended continuing character of the guarantee commitment, it would be important to consider omitting the guarantee commitment from the warranty provisions of the work contract and treating it as an independent guarantee, as defined by Art. 111 CO, in reference to the limitation periods²⁶.

If a specification of the service life is lacking in the work contract and no commitment as to a definite period of durability was made, then interpretation must be utilized in order to ascertain the assumptions the parties presumably made when entering into the contract²⁷. In the construction business, for purposes of determining the service life, standard provisions or rules of engineering, as the case may be, are used at times in order to ascertain the temporal requirements that a project or material, as the case may be, must fulfil. Reference values for the technical service life can also be found, for instance, in Appendix B to SIA Standard 480 (2004 version), these being used primarily in building construction and secondarily “for profitability calculations.”

Regardless of such wordings and reference values, I am of the opinion that the mere availability of individual technical standards does not entitle the customer to assume a represented service life, durability, availability, or reliability that exceeds the applicable limitation period based on liability for defects.

²⁶ Vgl. auch Gauch, Der Werkvertrag, Nr. 2492 a, der auf Art. 27 ZGB als obere Schranke hinweist.

²⁷ In einem (deutschen) Entscheid ist das Gericht von einer „durchschnittliche[n] betriebsgewöhnliche[n] Lebensdauer“ ausgegangen, und hat diese anhand technischer Regelungen und Fachliteratur festgelegt (vgl. VGH Baden-Württemberg, Urteil vom 15. Juni 1992, Az. 8S2728/91). Dieser Entscheid erging aber nicht zum Werkvertragsrecht. Interessant ist auch ein bundesgerichtlicher Entscheid, wonach gemäss dem Gerichtsexperte die Verwendung falscher Steine zu einer Einschränkung der zu erwartenden Lebensdauer von 100 Jahren führt. In konkreten Fall hat das Bundesgericht jedoch die Mangelhaftigkeit des Werks schon gestützt auf die unzureichende Frostbeständigkeit der Steine bejaht, und zwar per Stichtag der Abnahme (BGer 4 C.130/2006, E. 3.3), so dass Spekulationen zur Festlegung der Lebensdauer nicht erforderlich waren.

²⁶ See also Gauch, The Work Contract (Der Werkvertrag), no. 2492 a, which refers to Art. 27 of the Swiss Civil Code (CC) as the upper limit.

²⁷ In a (German) decision, the court assumed an “average useful life” and established it using technical provisions and specialist literature (see Higher Administrative Court of Baden-Württemberg, judgment of June 15, 1992, case no. 8S2728/91). However, this decision was not issued in relation to the law governing work contracts. Also of interest is a decision of the Swiss Federal Supreme Court in which, according to the expert witness, the use of faux stone results in a restriction of the expected life of 100 years. In the specific case, however, the Supreme Court affirmed the defective nature of the work based on the stone’s inadequate frost resistance alone as of the effective date of acceptance (BGer 4 C.130/2006, consid. 3.3); consequently, it was not necessary to speculate for purposes of determining the service life of the products.

Eugen Brühwiler, Prof. Dr. Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Lehrstuhl für Erhaltung und Sicherheit, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Station 18, Lausanne/CH

Ist Stahlbeton dauerhaft?

Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Betonbauten

Dieser Aufsatz erläutert Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Betonbauten. Im Mittelpunkt stehen dabei Schädigungsmechanismen infolge Bewehrungskorrosion und Alkali-Aggregat-Reaktion. Dabei werden die entsprechenden Angaben in den heute gültigen Normen ergänzt und erweitert. Zudem wird ein neuartiges Konzept vorgestellt, wie mit zementgebundenen Ultrahochleistungs-Faserverbundbaustoffen (UHFB) dauerhafte Bauwerke erreicht werden können.

Is reinforced Concrete durable?

Measures to ensure the Durability of Concrete Structures

This paper outlines measures to ensure the durability of concrete structures. It focuses on damaging mechanisms due to reinforcement corrosion and alkali-aggregate reactions. Relevant specifications and requirements contained in currently applicable standards are outlined and complemented by additional information. Furthermore, a novel concept is presented that relies on the use of ultra-high-performance fibre-reinforced cement composites (UHPRFCs) for the construction of durable structures.

Vorbemerkung

Die im Titel gestellte Frage „Ist Stahlbeton dauerhaft?“ lässt sich nur dann bejahen, wenn die grundlegenden Schwachpunkte der Betonbauweise erkannt und die richtigen Massnahmen getroffen werden, um diesen zu begegnen. Heute ist mangelndes Sachwissen kein Grund mehr für eine ungenügende Dauerhaftigkeit von Betonbauten. Dauerhaftigkeit lässt sich mit dem heutigen Fachwissen ohne weiteres erreichen, falls die am Bau Beteiligten diszipliniert und professionell zusammenarbeiten und auch neue Erkenntnisse und Technologien anwenden.

1 Schwachpunkte des Baustoffs Beton

Beton ist gemäss der Norm SIA 262 ein „aus Zement, Gesteinskörnung (Grösstkorn grösser als 4 mm) und Wasser, gegebenenfalls unter Zugabe von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln, hergestellter Baustoff, der seine Eigenschaften durch die Hydratation des Zements erhält“. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit haben sich über die bisher rund 120 Jahre dauernde Anwendung der Betonbauweise folgende zwei Eigenschaften des Baustoffs Beton als problematisch erwiesen:

- Dem Beton wird – auch bei tiefen Wasser/Zement-Werten kleiner als 0,43 – mehr Wasser beigegeben als die Zementmenge zur Abbindung benötigt. Beim über mehrere Monate oder gar Jahre dauernden Trocknungsvorgang des überschüssigen Wassers im Beton bilden sich Kapillarporen, die untereinander verbunden sind. Wasser, das von

Introduction

The question asked in the title of this paper, “Is reinforced concrete durable?”, can be answered positively only if the fundamental weaknesses of concrete construction are identified and addressed by taking appropriate measures. Nowadays, a lack of expert knowledge can no longer be used as a justification of poor durability of concrete structures. The current state of the art makes it possible to easily build sufficiently durable structures, provided all parties to the construction project cooperate efficiently and professionally whilst making use of new research findings and technologies.

1 Weaknesses of Concrete

According to the SIA 262 standard, concrete is “a construction material made from cement, mineral aggregates (with a maximum particle size larger than 4 mm) and water, as well as additives and admixtures if appropriate, that develops its properties as a result of the cement hydration process”. With respect to durability, the following two characteristics of concrete have proved to be problematic during 120 years of concrete construction:

- More water is added to the concrete than needed for the cement to set. This also applies to water/cement ratios lower than 0.43. Interconnected capillary pores form during the drying process of excess water in concrete, which takes several months or even years. Water applied to the concrete surface from outside penetrates into the concrete

Le béton armé est-il durable?

Mesures à prendre pour garantir la durabilité des constructions en béton

Cet article expose les mesures à prendre pour garantir la durabilité des constructions en béton. Il se focalise essentiellement sur les mécanismes de dégradation faisant suite à la corrosion des armatures et aux réactions alcali-granulat (RAG). L'auteur complète et étoffe les informations inhérentes fournies dans les normes actuellement en vigueur. D'autre part, il présente un tout nouveau concept sur la manière dont on peut obtenir des ouvrages durables avec des bétons fibrés à ultra-hautes performance (BFUHP).

aussen auf die Betonoberfläche aufgetragen wird, tritt durch diese Kapillarporen in den Beton ein und löst die bekannten Schädigungsmechanismen aus.

- Heute ist allgemein bekannt, dass die in der Schweiz zur Verfügung stehende Gesteinskörnung potentiell alkali-reaktiv ist.

Bei den wichtigsten Schädigungsmechanismen handelt es sich um Korrosion der Betonstahlbewehrung, Frostschäden und Schäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR). Diese Schäden haben in der Vergangenheit zu frühzeitigen, nicht geplanten Instandsetzungen mit relativ hohen Kosten geführt. Es muss heute davon ausgegangen werden, dass alle Bauteile der bestehenden Betonbauten, die starken Umwelteinflüssen ausgesetzt sind, nach einer Nutzungsdauer von 20 bis 30 Jahren eine frühzeitige, nicht geplante Instandsetzung (in der Umgangssprache auch „Sanierung“ genannt) benötigen. Bei diesen kostenintensiven Instandsetzungen, die oft unter Beibehaltung der Nutzung des Bauwerks ausgeführt werden müssen, sind die beschädigten Bauteile nicht etwa nur zu reparieren, sondern derart zu verbessern, dass die bekannten Schäden nicht mehr auftreten.

Diese kostenintensiven Eingriffe zur Ver- und Nachbesserung der Betonbauten verschlechtern die Wirtschaftlichkeit der Betonbauweise deutlich. Die Betonbauweise findet seit rund 70 Jahren eine breite Anwendung, weil die Baukosten im Vergleich zu anderen Bauweisen wie Stahl-, Holz- oder Mauerwerksbau gering waren, was in vielen Fällen auf eine ungenügende Beachtung der Dauerhaftigkeit zurückgeführt werden kann.

Kommt es heute zu einem Neubau aus Stahlbeton, dann sind alle Massnahmen zu ergreifen, damit ein dauerhaftes Betonbauwerk entsteht, das später keine „Sanierungen“ benötigt. Heute ist mangelndes Sachwissen kein Grund (und keine Entschuldigung) mehr für eine ungenügende Dauerhaftigkeit von Betonbauten. Betonstahlkorrosion und AAR-Schäden dürfen bei modernen Betonbauten nicht mehr auftreten.

Il cemento armato è resistente?

Provvedimenti per garantire la durata di costruzioni in cemento

Questo scritto spiega i provvedimenti che vanno adottati per garantire la durata delle costruzioni in cemento. Il punto centrale è costituito da meccanismi di danneggiamento dovuti alla corrosione dell'armatura e alla reazione alcali aggregato. Intanto le relative informazioni completano ed estendono le norme attualmente valide. Inoltre viene presentato un nuovo concetto, come con materiali da costruzione in epossifibre a capacità altissima (UHFB) a base di cemento, si possano ottenere costruzioni di lunga durata.

through these capillary pores and triggers the damaging mechanisms we are all aware of.

- It has generally been established that mineral aggregates available in Switzerland are potentially alkali-reactive.

The most significant damaging mechanisms include corrosion of the reinforcing steel embedded in the concrete, freeze-thaw damage and damage due to an alkali-aggregate reaction (AAR). These types of damage have previously necessitated premature, unscheduled repairs that incurred a relatively high cost. At the current stage, we should assume that any structural component of an existing concrete structure that is subject to a high environmental impact will require premature, unscheduled rehabilitation after having been in service for a period of 20 to 30 years. This costly work often needs to be performed while the structure is still in use. Damaged components need not only be repaired but improved so as to ensure that the previously documented types of damage will no longer occur.

Such expensive interventions to repair and improve concrete structures reduce the economic viability of concrete construction considerably. Concrete has been widely used for about 70 years because the associated construction cost was relatively low compared to the use of other materials such as timber, steel or masonry. In many cases, this situation can be attributed to the fact that durability aspects were neglected during the construction phase.

If a new steel-reinforced concrete building or structure is to be built today, any appropriate measures must be taken to construct a durable concrete structure that will not require "retrofitting" at a later stage. Nowadays, a lack of expert knowledge is no longer a justification of, or excuse for, poor durability of concrete structures. Reinforcing steel corrosion and AAR-induced damage must not occur in state-of-the-art concrete buildings or structures.

The following sections of this paper outline key concepts and specifications that result in durable concrete struc-

Nachfolgend werden die wesentlichen Konzepte und Rezepte erläutert, die zu dauerhaften Betonbauten führen. Diese befinden sich in den heute gültigen Normen für den Neubau, werden aber nicht immer konsequent umgesetzt. Denn es wird oft nur das Minimalziel angestrebt mit dem kurzfristigen Kostenargument, dass die (oft geringen) Kosten für zusätzliche Massnahmen zur sicheren Gewährleistung der Dauerhaftigkeit nicht getätigt werden sollen. Die Betonbauweise soll eine billige Bauweise bleiben. Dieser Sichtweise gilt es entschieden entgegenzutreten, weshalb in diesem Aufsatz der heutige Stand der Baukunde durch weiterführende Angaben ergänzt wird.

2 Grundsatz

Bauwerke sind gemäss der Norm SIA 260 dauerhaft, wenn deren Bauteile „die Anforderungen an die Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der vereinbarten Nutzung und Nutzungsdauer sowie der vorhersehbaren Einwirkungen ohne unvorhergesehenen Aufwand für Instandhaltung und Instandsetzung erfüllen“.

Diese Definition fordert, dass ein dauerhaftes Bauwerk über die geplante Nutzungsdauer keine, die Tragsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigende Schädigung erfährt. Dauerhaftigkeit ist demnach eine dem Bauwerk innewohnende Leistungsfähigkeit über eine gewisse Zeitspanne und hat somit die physikalische Einheit „Zeit“.

Beim Erkennen von Gefährdungen für die Dauerhaftigkeit gilt es zu beachten, dass für die meisten Schädigungsprozesse bei direktem Wasserkontakt und bei Feuchtigkeiten grösser als 90 % sehr günstige Bedingungen vorherrschen. Demzufolge haben die meisten Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit zum Ziel, solche Situationen zu vermeiden oder sie mit entsprechenden Vorkehrungen zu beherrschen. Die Wirksamkeit dieser Massnahmen ist bei der Projektierung, Ausführung und Erhaltung nachzuweisen, indem:

Vereinbarte Nutzungsdauer (als Anforderung) \leq Dauerhaftigkeit (als Leistungsvermögen)

Dieser Nachweis erfolgt qualitativ, denn die erforderliche Dauerhaftigkeit soll nicht etwa (unter Verwendung von Modellen von Schädigungsmechanismen) berechnet, sondern durch ein vernünftig gewähltes „Vorhaltmass“ hergestellt werden.

Die erforderliche Dauerhaftigkeit kann grundsätzlich gemäss zwei Strategien hergestellt werden (Bild 1):

- Strategie A: Die Bauteile werden derart bemessen und konstruiert, dass sie während der Nutzungsdauer keine Instandsetzung benötigen. Diese Strategie ist in der Regel für das Tragwerk sowie für feste Bestandteile von Ausrüstungsteilen zweckmässig.

tures. Even though these are contained in current codes and standards that apply to new buildings and structures, they are not always implemented consistently because, very often, the short-sighted argument of not wanting to make the (comparatively minor) investment in additional measures to ensure durability is used to justify compliance with the bare minimum specified in the standard. According to the proponents of this approach, concrete construction should remain a “cheap” construction method. We must, however, vehemently oppose this view, which is why this paper provides additional information that complements the current state of the art in concrete engineering.

2 Basic Principles

According to the SIA 260 standard, buildings and structures are durable if their components “meet the requirements in terms of structural integrity and serviceability within the agreed-upon use and service life whilst exposed to predictable actions without incurring unforeseen cost and effort for repair and maintenance”.

This definition specifies that a durable structure does not sustain damage, during its intended service life that would compromise its structural integrity or serviceability. Thus, durability is a performance characteristic inherent to the structure over a certain period; it can be associated with the physical unit of “time”.

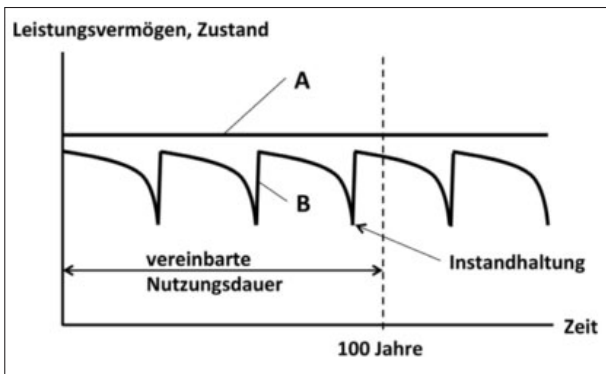
When identifying durability-related risks, it should be noted that the most favourable conditions for damaging processes mainly exist in direct contact with water and in the presence of humidity levels in excess of 90 %. As a result, most measures to ensure durability aim to prevent such situations or to manage them by taking appropriate precautions. The effectiveness of these measures must be verified at the design, construction and maintenance stages by proving that the following condition is met:

contractually agreed-upon service life (as a specification) \leq durability (as a performance characteristic)

This verification is of a qualitative nature because the required durability should not be calculated (using damage mechanism models) but implemented by a carefully “predicted interval”.

The specified durability level can generally be achieved by two different strategies (Fig. 1):

- Strategy A: Structural components are designed and constructed such that they do not require rehabilitation during their service lives. This strategy is usually appropriate for structural elements or built-in components of pieces of equipment.
- Strategy B: Repair and maintenance is carried out at regular (scheduled) intervals during the service life, for instance



Quelle/credit: ETH Lausanne (EPFL)

1 Strategien zur Herstellung der erforderlichen Dauerhaftigkeit
Strategies to achieve the specified durability

- Strategie B: Während der Nutzungsdauer werden in regelmäßigen Intervallen (geplante) Instandhaltungsarbeiten ausgeführt, beispielsweise für Verschleissteile von Ausrüstungsteilen, Oberflächenschutzsysteme oder Bestandteile, die einer Abnutzung ausgesetzt sind.

3 Massnahmen für den Bau dauerhafter Betonbauten

Die Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Betonbauten betreffen im Wesentlichen:

- einen möglichst dichten oberflächennahen Beton herzustellen,
- keine alkali-reaktive Gesteinskörnung zu verwenden,
- einen genügenden Korrosionsschutz des Bewehrungsstahls zu gewährleisten und
- einen Oberflächenschutz zu applizieren.

3.1 Dichtigkeit des oberflächennahen Betons

Je dichter der oberflächennahe Beton ist, umso grösser ist sein Widerstand gegenüber dem Eintrag von Wasser, Chloriden und anderen Stoffen. Dichter oberflächennaher Beton soll jedoch nicht nur gefordert, sondern auch bei der Qualitätssicherung nachgewiesen werden. Dies wurde als weltweites Novum bereits in der im Jahr 2003 veröffentlichten Version der Norm SIA 262 (Ziffer 6.4.2) festgeschrieben, jedoch in der Praxis aus nicht nachvollziehbaren Gründen nur in Einzelfällen ausgeführt.

Die Dichtheit des oberflächennahen Betons kann gemäss vier Permeabilitätsklassen (PK) beschrieben werden

in the case of wear parts of equipment, surface protection systems or components subject to wear and tear.

3 Measures to ensure durable Concrete Structures

Key measures to ensure the durability of concrete structures are:

- to produce a near-surface concrete layer that is as impervious as possible
- to not use any alkali-reactive mineral aggregate
- to ensure sufficient corrosion protection of the reinforcing steel
- to apply a protective surface coating

3.1 Impermeability of Near-Surface Concrete

The more impermeable the near-surface concrete is, the greater its resistance to the ingress of water, chlorides or other substances will be. However, impervious near-surface concrete should also be verified as part of the quality control process, rather than just being specified. For the first time in the world, this requirement had already been included in the 2003 version of the SIA 262 standard (Item 6.4.2), but has been implemented only in a few cases for no apparent reason.

Near-surface concrete impermeability can be described with the aid of four permeability classes (PCs) (Table 1), determining the coefficient of air permeability kT according to the Torrent measurement method [1] as specified in the SIA 262/1 standard, as well as the electrical resistance of concrete ρ .

The required permeability class is defined depending on the exposure class. At any rate, PC3 is the minimum exposure class to be specified, which is very easy to achieve if a standard concrete is used whilst adhering to a good standard of workmanship. PC2 must be specified for environments with high exposure levels whereas even enhanced concretes will not comply with class PC1. A protective surface coating must be applied to create the required resistance to the ingress of water and chemical substances if the achieved near-surface concrete impermeability does not meet the specifications.

Near-surface concrete impermeability and the depth of reinforcement cover must be measured as part of the quality

Permeabilitätskoeffizient/Permeability coefficient $kT [10^{-16} m^2]$	Klasse/ Class	Permeabilität des oberflächennahen Betons/ Permeability of near-surface concrete
< 0,01	PK1	sehr gering/very low
0,01 bis 0,1	PK2	gering/low
0,1 bis 1	PK3	mittel/medium
> 1	PK4	hoch/high

Quelle/credit: ETH Lausanne (EPFL)

Tabelle 1 Permeabilität des oberflächennahen Betons

Table 1 Permeability of near-surface concrete

(Tabelle 1), entsprechend dem Koeffizienten der Luftpermeabilität k_T nach der Torrent-Messmethode [1] gemäss Norm SIA 262/1 und dem elektrischen Betonwiderstand ρ .

Die geforderte Permeabilitätsklasse wird in Abhängigkeit der Expositionsklasse festgelegt. In jedem Fall ist wenigstens die Permeabilitätsklasse PK3 zu fordern, was bei einer fachgerechten Ausführung mit üblichen Betonen ohne weiteres erreichbar ist. Bei starker Exposition ist PK2 zu fordern. Die Klasse PK1 kann auch mit verbesserten Betonen nicht erreicht werden. Falls die erreichte Dichtigkeit des oberflächennahen Betons den Anforderungen nicht genügt, muss der erforderliche Widerstand gegen den Eintrag von Wasser und chemischen Substanzen mit einem Oberflächenschutz gewährleistet werden.

Die Dichtigkeit des oberflächennahen Betons und die Dicke der Bewehrungsüberdeckung sind bei der Bauausführung im Rahmen der Qualitätssicherung zu messen, denn sie sind die wichtigsten Kenngrössen der Dauerhaftigkeit. Diese Kenngrössen sind bei der Abnahme des Bauwerks in die Bauwerksakten für die Erhaltung aufzunehmen.

3.2 Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR)

Die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) ist eine chemische Reaktion von reaktiven Gesteinskörnern mit den Alkalien (NaOH, KOH) der Porenlösung des Betons. Diese Reaktion führt zur Bildung von Silikagelen, die mehr oder weniger expansiv sind. Es kommt zu einer Volumenvergrösserung des Betons mit Bildung von Mikro- und Makrorissen, welche zu einer starken Reduktion der Betonfestigkeit oder gar Zerstörung des Betongefüges führen kann. Die AAR kann bereits nach wenigen Jahren auftreten, vor allem bei den heute verwendeten Betonen, die oft einen Zementgehalt von deutlich mehr als 300 kg/m^3 enthalten. Voraussetzungen für die Reaktion ist das Zusammentreffen von (1) alkali-reaktiver Gesteinskörnung, (2) einem gewissen Alkaligehalt und (3) einer Feuchtigkeit im Beton von mehr als etwa 80 %.

Für den Neubau von Betonbauten gilt das Prinzip, die AAR zu verhindern, indem wenigstens eine der drei Voraussetzungen ausgeschlossen wird. Da die Feuchtigkeitszufuhr, ausser mit Massnahmen gemäss 3.2 und 3.4, sowie ein gewisser Alkaligehalt kaum vollständig vermieden werden können, besteht die einfachste Lösung darin, reaktive Gesteinskörnung zu vermeiden. Dies ist allerdings nicht einfach, da die meisten in der Schweiz zur Verfügung stehenden Gesteinskörner potentiell alkali-reaktiv sind. Grundsätzlich sollten alle Gesteinskörner hinsichtlich ihrer Alkali-Reaktivität untersucht werden. Bauunternehmer sind gut beraten, wenn sie nur Gesteinskörnungen für die Herstellung von Beton verwenden, die nachgewiesenermassen nicht alkali-reaktiv sind. Auch sollten die zum Teil hohen Zementmengen in modernen Betonen hinterfragt werden.

In der Norm SIA 262 wird betreffend der AAR auf das Merkblatt SIA 2042 „Massnahmen zur Vermeidung der Alkali-

control procedure in the construction phase because these are the most important durability parameters that must be documented in the project maintenance records upon reception of the structure.

3.2 Alkali-Aggregate Reaction (AAR)

An alkali-aggregate reaction (AAR) is a chemical reaction that occurs between reactive mineral particles and alkaline substances (sodium or potassium hydroxides) contained in the pore solution of the concrete. This reaction triggers the formation of silica gels that are more or less expansive, which leads to an increase in the concrete volume associated with micro-and macro-cracks that significantly reduce concrete strength or even destroy the concrete structure. An AAR may occur after only a few years in service, which particularly applies to currently used concrete grades that often contain significantly more than 300 kg/m^3 of cement. This reaction requires the presence of (1) an alkali-reactive mineral aggregate, (2) a certain alkali content and (3) concrete moisture in excess of about 80 %.

The principle of excluding at least one of these conditions to prevent an AAR from occurring is applied to the construction of new concrete buildings or structures. The simplest solution is to not add alkali-reactive mineral aggregates because it is almost impossible to completely prevent the ingress of moisture (except by the measures referred to in sections 3.2 and 3.4) and the presence of a certain alkali content. However, this poses a particular challenge because most of the mineral aggregates available in Switzerland are potentially alkali-reactive. In principle, all mineral particles should be analysed with respect to their alkali reactivity. Construction contractors are well-advised to use only those aggregates for the production of concrete for which proof has been obtained that they are not alkali-reactive. Furthermore, the high amount of cement contained in some state-of-the-art concrete grades should be critically reviewed.

With respect to an AAR, the SIA 262 standard refers to the SIA 2042 Code of Practice on “Measures to Prevent Alkali-Aggregate Reactions (AAR) in Concrete Engineering”. This code of practice defines the exposure classes relevant to AARs, requirements for mineral aggregates and concrete, and relevant test methods.

In the grand scheme of things, however, the AAR issue continues to be neglected to a certain extent, which is problematic because disregarding this problem may result in severe consequences for all parties involved in construction. There is general agreement in the industry that concrete experts have been aware of this issue since 2005, and should thus be able to manage it. Accordingly, construction contractors can be held accountable for buildings or structures constructed in 2005 or more recently that already exhibit an AAR.

Aggregat-Reaktion (AAR) beim Betonbau“ hingewiesen. In diesem Merkblatt sind die Expositionsklassen bezüglich AAR, Anforderungen an die Gesteinskörnung und Beton sowie die Prüfungen definiert.

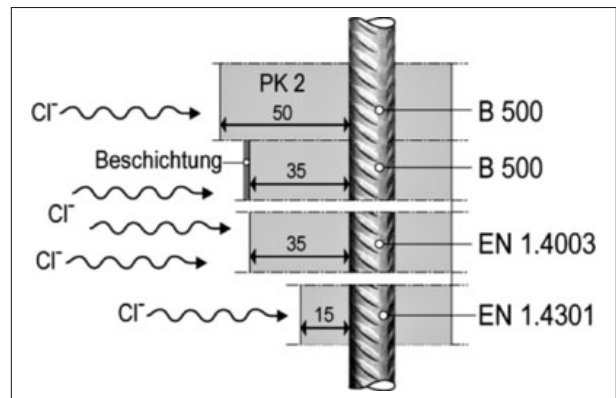
Insgesamt wird jedoch heute der AAR-Thematik noch nicht genügend Beachtung geschenkt. Dies ist problematisch, denn eine Missachtung dieser Thematik kann schwerwiegende Folgen für alle am Bau Beteiligten haben. Allgemein wird anerkannt, dass Betonfachleute die Problematik seit dem Jahr 2005 kennen und beherrschen müssen. Entsprechend können Bauausführende für Bauwerke, die ab 2005 erstellt wurden und bereits eine AAR zeigen, zur Rechenschaft gezogen werden.

3.3 Korrosionsschutz der Stahlbewehrung

Um der Gefahr einer Bewehrungskorrosion zu begegnen, werden in den heutigen Neubaunormen einzig Werte für die Stärke der Bewehrungsüberdeckung in Abhängigkeit der Exposition angegeben. Ein genügender Korrosionsschutz der Bewehrung kann jedoch auf verschiedene Weise hergestellt werden. Bild 2 zeigt eine stark exponierte Wand und mögliche Korrosionsschutzmassnahmen:

- Als **direkt wirkende Massnahme** wird leicht legierter Betonstahl (Stahl 1.4003) mit erhöhtem Korrosionswiderstand oder hochlegierter, „nichtrostender“ Betonstahl (Stahl 1.4571, 1.4462, 1.4301) für Bauteile eingesetzt, die starken Umwelteinflüssen ausgesetzt sind.
- **Indirekt wirkende Massnahmen** betreffen den Überdeckungsbeton als Korrosionsschutzschicht für den Betonstahl, insbesondere seine Permeabilität und Schichtstärke, sowie verschiedene Oberflächenschutzmassnahmen. Indirekt wirkende Massnahmen unter Einsatz von herkömmlichem, unlegiertem Betonstahl genügen in der Regel nur bei mittlerer und schwacher Exposition.

Die Tabelle 2 zeigt die erforderliche Betonüberdeckung zur Gewährleistung eines über 100 Jahre genügenden Korrosionswiderstands für chloridbeanspruchte Bauteile in Abhän-



Quelle/credit: ETH Lausanne (EPFL)

2 Exposition (Spritzwasser mit Chloriden) und mögliche Massnahmen (Bewehrungsüberdeckung in [mm])

Exposure (chloride-containing splash water) and possible measures (reinforcement cover in [mm])

3.3 Corrosion Protection of Reinforcing Steel

To counter the risk of reinforcement corrosion, currently applicable codes and standards for new buildings and structures merely specify various concrete covers depending on the level of exposure. However, sufficient corrosion protection of the reinforcing steel can be achieved by various anti-corrosive measures: Fig. 2 shows a strongly exposed wall and possible anti-corrosive measures:

- As a **measure with a direct effect**, a low-alloy reinforcing steel (steel grade 1.4003) with increased corrosion resistance or a high-alloy, “stainless” reinforcing steel (steel grades 1.4571, 1.4462, 1.4301) is used for structural components that are subject to strong environmental impacts.
- **Measures with an indirect effect** include the design of the concrete cover as an anti-corrosive layer above the reinforcing steel, particularly its permeability and thickness, as well as various measures to protect the surface. Measures with an indirect effect that are combined with the use of standard, non-alloy reinforcing steel are usually sufficient only for low to medium exposure levels.

Exposition/ Exposure	Permeabilität/ Permeability	B500/B450	Stahl/Steel 1.4003	Stahl 1.4301 oder besser Steel 1.4301 or better
XD3	PK2	50 mm	35 mm ⁺⁺	15 mm ⁺
XD2		50 mm	35 mm ⁺⁺	15 mm ⁺
XD1		35 mm	15 mm ⁺	15 mm ⁺
XD3	PK3	zusätzliche Massnahmen/additional measures	35 mm ⁺⁺	15 mm ⁺
XD2		zusätzliche Massnahmen/additional measures	35 mm ⁺⁺	15 mm ⁺
XD1		50 mm	35 mm ⁺⁺	15 mm ⁺

+ Die Betonüberdeckung darf aus Gründen der Kraftübertragung zwischen Bewehrungsstab und Beton 15 mm nicht unterschreiten

++ Betonstahl Typ EN 1.4003 mit erhöhtem Korrosionswiderstand muss sich bei Chlorideinwirkung im nicht-karbonatisierten Beton befinden, um seinen Korrosionswiderstand zu behalten

+ Concrete cover must not be smaller than 15 mm due to load transfer between rebar and concrete

++ EN 1.4003 concrete steel with increased corrosion resistance must be embedded in non-carbonated concrete during chloride exposure to retain its corrosion resistance

Tabelle 2 Bewehrungsüberdeckung in Abhängigkeit der relevanten Parameter und für 100 Jahre

Table 2 Reinforcement cover for 100 years depending on relevant parameters

Quelle/credit: ETH Lausanne (EPFL)

gigkeit der Stahlsorte, der Expositions-klassen sowie der Permeabilitätsklasse des oberflächennahen Betons. Die Werte wurden anhand von numerischen Berechnungen zur Ermittlung der Wahrscheinlichkeit der Initiierung der Bewehrungs-korrosion erhalten [2,3].

3.4 Oberflächenschutz

Bei stark aggressiven Einwirkungen entsprechend den Expositions-klassen XC4, XD2, XD3, XF4 und XA3 ist es oft erforderlich, neben der Dichtigkeit des oberflächennahen Betons und der Bewehrungsüberdeckung noch einen zusätzlichen Schutz herzustellen. Dies vor allem auch, weil bei der Bauausführung mit Fehlern zu rechnen ist. Die Applikation eines Schutzsystems an der Betonoberfläche kann dabei eine wirkungsvolle Massnahme sein. Solche Oberflächenschutzsysteme haben zum Ziel, den Feuchtigkeits-zutritt zu begrenzen, um eine allfällige Bewehrungskorrosion und andere Schädigungen wegen zu hoher Betonfeuchtigkeit zu vermeiden.

In den meisten Fällen genügt eine Tiefenhydrophobierung, um den Wassereintritt in den Beton entscheidend zu verhindern. Dies betrifft vor allem stark exponierte Betonflächen. Eine Tiefenhydrophobierung ist bei der Qualitätssicherung nachzuweisen (Bild 3) [4]. Bei der Anwendung von Dünnbeschichtungen auf Epoxidharzbasis ist Vorsicht geboten, da ein allfälliger Trocknungsvorgang im Beton und somit ein Wasseraustritt vom Betoninnern nach aussen unterbunden wird. Zudem sind „Plastikhäute“ auf Betonbauteilen ästhetisch oft unbefriedigend und verfälschen die Betonbauweise.

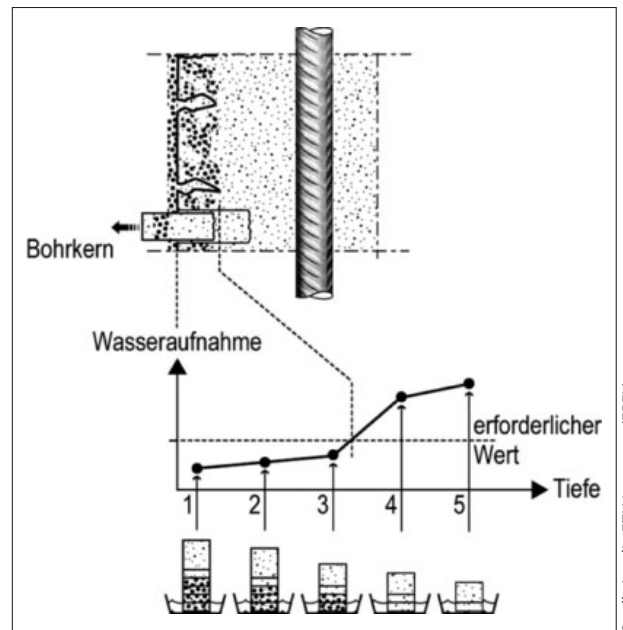
4 Verbundbauweise mit UHFB

4.1 Perspektive des Betonbaus

Aus Kapitel 1 folgt, dass Beton grundsätzlich zu viel Wasser enthält und die Gesteinskörnung potentiell alkali-reaktiv ist. Folglich werden die Aspekte der Dauerhaftigkeit beim Bau und bei der Nutzung von Betonbauten immer ein Thema erster Priorität bleiben. Zudem ist Beton vergleichsweise ressourcenintensiv. Betonbau ist Massivbau, d. h. Tragwerke aus Stahlbeton weisen hohe Eigenlasten im Vergleich zu den tragenden Nutzlasten auf. Die Leistungsfähigkeit hinsichtlich des Tragvermögens ist daher vergleichsweise gering.

Daraus ergibt sich die heute vielleicht noch als provokativ wahrgenommene Frage, wann die seit rund 120 Jahren existierende Betonbauweise, vor allem bei starken Umwelteinflüssen und starken mechanischen Beanspruchungen, durch eine neue Bauweise mit einem neuartigen Baustoff ersetzt oder mindestens ergänzt wird.

Zement ist ein Hochleistungsbaustoff, der mit Stahl – ebenfalls ein Hochleistungsbaustoff – zu einem neuartigen Baustoff kombiniert werden kann [5]. In den letzten zwanzig Jahren wurden faserverstärkte, zementgebundene Verbundbaustoffe entwickelt, die unter dem Kürzel UHFB geläufig



Quelle/credit: ETH Lausanne (EPFL)

3 Nachweis der Tiefenhydrophobierung, nach [4]
Verification of deep-reaching hydrophobic treatment, according to [4]

Table 2 lists the concrete covers required to ensure corrosion resistance of chloride-exposed components for a period of 100 years depending on the steel grade, exposure class and permeability class of the near-surface concrete. These values were obtained by numerical simulations to determine the probability of the onset of reinforcement corrosion [2, 3].

3.4 Surface Protection

Strongly aggressive environments as specified in exposure classes XC4, XD2, XD3, XF4 and XA3 often require additional protection besides ensuring near-surface concrete impermeability and providing sufficient concrete cover of the reinforcing steel. This is all the more relevant because errors are likely to occur in the construction phase. Applying a protective system to the concrete surface can be an effective measure. Such surface protection systems aim to restrict moisture ingress in order to prevent reinforcing steel corrosion and other damage due to excessive concrete moisture.

In most cases, it is sufficient to apply a hydrophobic impregnation that penetrates deeply into the material to largely prevent water ingress into the concrete, which particularly applies to strongly exposed concrete surfaces. Such a deep-reaching hydrophobic treatment must be verified as part of the quality control process (Fig. 3) [4]. When applying thin epoxy-based coatings, utmost care must be taken because the concrete drying process, and thus the migration of water from within the concrete to the outside, is obstructed. Furthermore, "plastic skins" on concrete components are often aesthetically displeasing and contradict the essence of concrete construction.

sind. UHFB ist ein aus Zement, Zusatzstoffen, feiner Gesteinskörnung (in der Regel kleiner als 1 mm), Wasser, Zusatzmittel und Kurzfasern (in der Regel aus Stahl) hergestellter Verbundwerkstoff. Durch seine hohe Packungsdichte ist er flüssigkeitsdicht. Seine Druckfestigkeit ist höher als 120 MPa. Unter Zugbeanspruchung bleibt UHFB im Gebrauchszustand ohne Risse.

UHFB ist kein Beton, was aus Bild 4a rein optisch offensichtlich ist. Dieser Baustoff kann zur Verbesserung der Betonbauten eingesetzt werden.

4.2 Konzept

Ist es sinnvoll, Stahlbetonbauten, die unterschiedlichen Anforderungen hinsichtlich Umwelteinflüssen und mechanischen Beanspruchungen genügen müssen, mit Querschnitten aus demselben Beton herzustellen? Wenn man sich überlegt, welche Bereiche wie beansprucht sind, kommt man zum Schluss, dass die Verwendung nur einer Betonqualität nicht effizient sein kann.

Die Verbundbauweise, bei der „edlere“ Baustoffe in stark beanspruchten Bereichen eingesetzt werden, ist für den Betonbau ein noch neuartiges Konzept. Die Idee ist einfach und besteht darin, die als Schwachpunkte bekannten Bereiche eines Bauwerks mit Hilfe von verbesserten Baustoffen zu verstärken. UHFB ist ein solcher Baustoff, mit dem gleichzeitig tragende und wasserdichte Membranen von 30 bis 60 mm Stärke auf diejenigen Bereiche aus herkömmlichem Stahlbeton aufgebracht werden, die durch Umwelteinflüsse oder hohe Kräfte stark beansprucht sind (Bild 4b).

Die seit mehr als 15 Jahren erforschte Konzeptidee wird in der Schweiz seit 10 Jahren bei der Instandsetzung und Verstärkung von Betonbauten umgesetzt [6,7]. Das Potential dieser Konzeptidee besteht darin, den Bauvorgang zu vereinfachen, die Bauzeit zu verkürzen und insbesondere die Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit der Bauwerke deutlich zu verbessern. Dies ist vor allem bei Erhaltungsmaßnahmen interes-

4 Composite Construction with UHPFRC

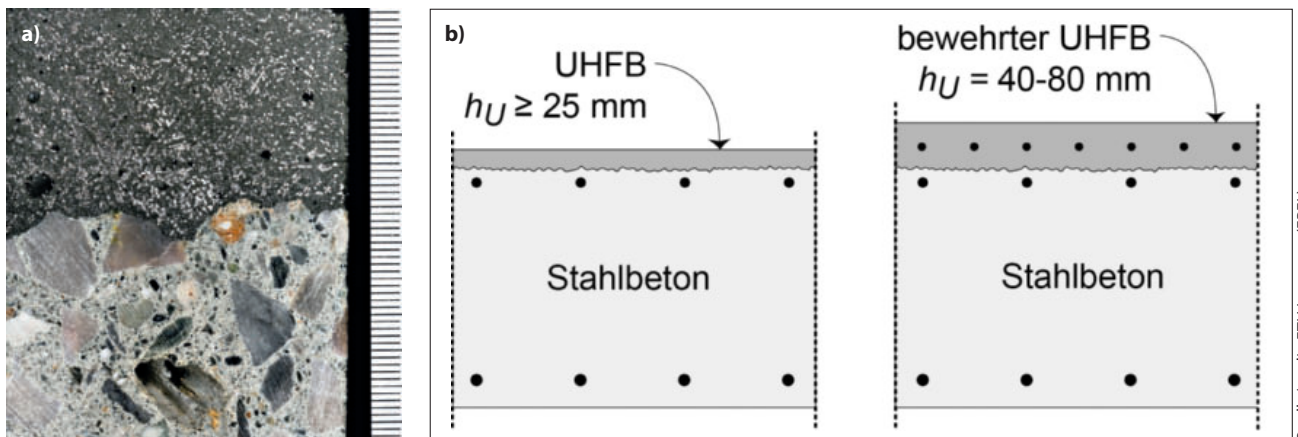
4.1 The Concrete Construction Perspective

Section 1 of this paper stated that concrete generally contains too much water and that the mineral aggregate is potentially alkali-reactive, which means that durability aspects will always be at the forefront of the issues to be dealt with when constructing and using concrete buildings or structures. Furthermore, concrete is relatively resource-intensive concrete construction is massive, i.e., structures made from reinforced concrete have a high self-weight compared to the applied service loads, which is why their performance in terms of structural capacity is relatively low.

These considerations raise a question that might still be perceived as provocative from a current perspective: When will concrete construction, which has been used for about 120 years, be replaced with, or at least be complemented by, a novel construction method with a new building material, all the more so in areas characterised by strong environmental impacts and high mechanical loads?

Cement is a high-performance material that can be combined with steel, which is another high-performance material, to create a novel construction material [5]. In the past 20 years, fibre-reinforced cement composites were developed that are also referred to as UHPFRC. UHPFRC is a composite material made from cement, additives, fine mineral aggregates (with particles that are usually smaller than 1 mm), water, admixtures and short fibres (mainly steel). Its high packing density makes the material impervious to liquids. Its compressive strength exceeds 120 MPa. In tension, no cracking occurs in a UHPFRC in the serviceability state.

UHPFRC is different from concrete, which becomes obvious when looking at Fig. 4a. This material can be used to improve concrete structures.



4 a) UHFB (oben) und Beton (unten); b) Konzept der UHFB-Beton-Verbundbauweise

a) UHPFRC (top) and concrete (bottom); b) concept of UHPFRC-concrete composite construction

Quelle/credit: ETH Lausanne (EPFL)



Quelle/credit: ETH Lausanne (EPFL)

5 Maschineller Einbau einer 50 mm dünnen UHFB-Schicht, die mit Betonstahlbewehrung versehen ist, zur Verstärkung und Abdichtung der Fahrbahnplatte des 2.1 km langen Chillon Autobahnviadukts zwischen Montreux und Villeneuve VD

Machined placing of 50 mm thin UHPFRC layer containing steel reinforcing bars for the strengthening and waterproofing of the deck slab of the 2.1 km long Chillon highway viaduct between Montreux and Villeneuve VD

sant, denn dadurch können die Dauer der Bautätigkeit und damit die Benutzerkosten wesentlich reduziert werden.

Obwohl der Materialpreis für UHFB relativ hoch ist, müssen bei dessen Anwendung die Baukosten nicht höher sein als bei den heute noch üblichen Methoden, denn die Bauweise bietet gegenüber den üblichen Methoden kostenwirksame Vorteile bei der Ausführung. Denken in Systemen und Bauweisen ist mehr gefragt als das „m³-Materialpreis“-Denken!

4.3 Anwendungen im Tunnelbau und Spezialtiefbau

Im Tunnelbau und Spezialtiefbau beschränken sich bisher die Anwendungen mit UHFB auf wenige, kleinere Pilotprojekte. Folgende Bereiche könnten Anwendungspotentiale bieten:

- Beschichtung mit UHFB von Oberflächen, die durch Abraasion stark beansprucht sind, wie im Fall von Kanälen einer Hochwasserentlastung mit Geschiebetransport.
- Tunnelgewölbe aus dünnen UHFB-Fertigbauteilen und Hinterfüllung mit Beton. Vermutlich kann dabei die Stärke

4.2 Concept

Is it useful to build reinforced concrete structures that must meet varying requirements with respect to environmental impacts and mechanical loads with cross-sections that include only a single concrete grade? When considering the types of load acting on the individual areas, it becomes obvious that it is inefficient to use just a single concrete specification.

The composite construction method that uses “high-end” materials in areas subject to high loads is a concept that is still new to the field of concrete engineering. Its underlying idea is simple: it aims to reinforce evidently weak areas of the structure by using improved construction materials. One of these materials is UHPFRC, which is suitable for applying structurally sound, impervious, 30 to 60 mm thick membranes to those areas built from conventional reinforced concrete that are subject to high environmental impacts or loads (Fig. 4b).

des Tunnelgewölbes (und damit das Ausbruchvolumen) reduziert werden.

- Stützmauern: Einbetten der nicht inspizierbaren Hauptbewehrung, die sich im Bereich der Mauerrückwand befindet, in eine UHFB-Schicht. Das bewehrte UHFB-Fertigteil dient als „verlorene“ Schalung.
- Allgemein können Zonen von Bauteilen, die hohen konzentrierten Kräften ausgesetzt sind, in UHFB ausgeführt werden.

Literatur/References

- [1] Jacobs, F., Leemann, A., Denarié, E., Teruzzi, T., Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen, Forschungsauftrag AGB 2007/007, VSS Bericht, Nr. 641, VSS Zürich, Dezember 2009.
- [2] Brühwiler, E., Denarié, E., Urlau, U., Hasler, S., Peter, H.: Betonstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand, Beton- und Stahlbetonbau, Nr. 97, Heft 5, 2002, S. 239-249.
- [3] Conciatori, D., Effet du microclimat sur l'initiation de la corrosion des aciers d'armature dans les ouvrages en béton armé, Thèse n° 3408, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 2005.
- [4] Meier, S.J., Wittmann, F.H., Hydrophobieren von Betonoberflächen – Empfehlungen für Planung und Applikation, VSS Bericht Nr. 591, VSS Zürich, 2005.
- [5] Brühwiler, E., Stahl und Beton effizienter kombiniert, Tec21 Nr. 47, S. 20-23.
- [6] Brühwiler, E., Denarié, E., Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise zur Verstärkung von bestehenden Stahlbetonbauteilen mit Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB), Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 4, S. 216-226.
- [7] Mühlberg, H., Cuennet, S., Brühwiler, E., Houriet, B., Fleury, B., Boudry, F., Verstärkung der Chillon-Viadukts mit UHFB – Mit Leichtigkeit verbessern, Tec21 Nr. 47, 21. November 2014, S. 23-26.

Research on this conceptual idea has been conducted for more than 15 years; in Switzerland, it has been used for the last ten years to strengthen reinforced concrete structures [6, 7]. This concept opens up the potential to simplify the construction process, to shorten construction time and, most importantly, to improve the durability and cost efficiency of structures considerably. It is thus particularly attractive with respect to rehabilitation and maintenance work because the duration of construction activity and thus the costs incurred for the user can be reduced significantly.

Although UHPFRC comes at a relatively high material price, construction costs need not be higher when using this material compared to currently applied methods because the new method is associated with cost benefits at the construction stage. A system- and method-driven mindset is more appropriate than just considering the material price per cubic metre!

4.3 Applications in Tunnelling and specialised Underground Engineering Projects

To date, UHPFRC applications in tunnelling and specialised underground engineering have been limited to relatively few, small pilot projects. The following areas might provide additional potential for this method:

- protective UHPFRC coatings applied to surfaces that are subject to strong abrasion, such as in spillways with bed-load transport
- tunnel vaults consisting of thin prefabricated UHPFRC elements backfilled with concrete; the thickness of the tunnel vault (and thus its excavated volume) can probably be reduced when applying this method
- retaining walls: embedding the main reinforcement located at the rear side of the wall (inaccessible for inspection) in a UHPFRC layer; the prefabricated reinforced UHPFRC element acts as “permanent” formwork
- UHPFRC can generally be used in zones of structural components that are subject to high concentrated loads



6 Fertige Fahrbahn des Chillon Autobahnviadukts zwischen Montreux und Villeneuve VD
Finished deck of the Chillon highway viaduct between Montreux and Villeneuve VD

Thomas Kobler, Dipl. Bauing. ETH; Amberg Engineering AG, Regensburg/CH
Alex Sala, Dipl. Ing. FH, Amberg Engineering AG, Regensburg/CH

Einfluss der Nutzungsdauer auf die Projektierung

Grundlegende Aspekte der Planung

Mit der Nutzungsvereinbarung werden die Nutzungsziele und Anforderungen an ein Bauwerk durch den Bauherrn zusammen mit dem Projektverfasser definiert. Diese gilt es im Projekt so umzusetzen, dass die angestrebte Nutzungsdauer mit normalen Unterhaltsmassnahmen erreicht wird. Mittels Qualitätsprüfungen relevanter Punkte während der Ausführung wird das Erreichen der geforderten Nutzungsdauer sichergestellt.

The Influence of Service-Life on Project Planning

Fundamental Planning Aspects

The utilisation targets and requirements for a civil-engineering structure are defined by the project client, together with the project planner, in the service criteria agreement. This agreement must be implemented in the project in such a way that the targeted service-life can be achieved with normal maintenance provisions. The attainment of the required service-life is assured by means of quality checks on relevant items during project implementation.

1 Einleitung

In der Planungs- und Bauphase wird der Grundstein für eine wunschgemässe Nutzung und den wirtschaftlichen Betrieb eines Tunnelbauwerks gelegt. Im Projekt müssen die Voraussetzungen geschaffen werden um die angestrebte Nutzungsdauer zu erreichen. Im Folgenden wird in Bezug auf die Projektierung aufgezeigt, welches die wichtigsten Punkte sind, die beachtet werden müssen.

2 Nutzungsvereinbarung und Projektbasis – Zentrale Dokumente

Mit der Norm SIA 260 wurden im Jahre 2003 die Begriffe Nutzungsvereinbarung und Projektbasis eingeführt. Diese lösten die bis dato gängigen Dokumente „Nutzungsplan“ und „Sicherheitsplan“ der Norm SIA 160 (1989) ab.

2.1 Nutzungsvereinbarung

Die Nutzungsvereinbarung wird aufgrund eines Dialogs zwischen dem Projektverfasser und dem Bauherrn erstellt. In der Nutzungsvereinbarung werden die Nutzungsziele und Anforderungen an das Bauwerk während der Bau- und Betriebsphase dargestellt und beschrieben. Weiter sind jene Anforderungen festgehalten, die vom Projektverfasser nicht alleine verantwortet werden können und der Zustimmung resp. der Vorgabe durch den Bauherrn bedürfen. Darunter fallen insbesondere vereinbarte Abweichungen von Nor-

1 Introduction

The foundation stone for the intended utilisation and cost-efficient operation of a tunnel structure is laid during the planning and construction phase. The project must create the preconditions necessary for the attainment of the targeted service-life. The most important items requiring attention are outlined below, with reference to project planning.

2 Service Criteria Agreement and Basis of Design – Essential Documents

The terms “service criteria agreement” and “basis of design” were introduced in 2003 in the SIA 260 standard. They replaced the documents customary up to that date, the “utilisation plan” and “safety plan” mentioned in the SIA 160 standard (1989).

2.1 Service Criteria Agreement

The service criteria agreement is drafted on the basis of a dialogue between the project planner and the project client. The utilisation targets and requirements on the structure during the construction and operation phase are stated and described in the service criteria agreement. Those requirements for which the project planner cannot bear sole responsibility, and which require agreement and/or specification by the project client, are also noted. These include, in particular, agreed deviations from standards, codes, procedures, etc. The service

Influence de la durée d'utilisation sur l'élaboration des projets

Aspects fondamentaux de la planification

La convention d'utilisation sert au maître d'ouvrage et à l'auteur du projet à définir ensemble les buts fixés en matière d'utilisation et les exigences posées à un ouvrage. Il s'agit d'appliquer cet accord dans le projet de manière à ce que la durée d'utilisation visée soit atteinte au moyen de mesures d'entretien normales. Des contrôles de qualité effectués sur des points clés pendant la réalisation permettent de garantir que la durée d'utilisation exigée soit obtenue.

Influenza della durata di utilizzo sulla progettazione

Aspetti di fondamentale importanza per la progettazione

Con la convenzione d'utilizzo vengono definiti gli obiettivi d'uso e le esigenze costruttive poste dal costruttore in collaborazione con il progettista. Sono questi gli obiettivi da raggiungere con il progetto per ottenere la durata prevista per il suo utilizzo con normali misure di manutenzione. Tramite controlli di qualità dei problemi più importanti da affrontare durante la sua realizzazione, viene assicurata la durata d'utilizzo richiesta.

men, Richtlinien, Weisungen und dergleichen. Am Schluss dieses Dialogs wird die Nutzungsvereinbarung sowohl vom Projektverfasser als auch vom Bauherrn unterzeichnet. Damit stellt sie quasi die „Bestellung“ des Bauherrn dar und ist eine Art „Zielquittung“.

Vielfach ist es bei Projektbeginn für den Bauherrn schwierig, alle Anforderungen genau zu definieren. Deshalb wird die Nutzungsvereinbarung häufig in Absprache und auf Verlangen des Bauherrn in späteren Projektphasen ergänzt, präzisiert oder geändert. Je nach Zeitpunkt der Anpassungen können massgebliche Änderungen der Nutzungsvereinbarung Bestellungsänderungen nach sich ziehen.

Die Nutzungsvereinbarung soll die Nutzungs- und Schutzziele der Bauherrschaft beschreiben sowie die grundlegenden Bedingungen, Anforderungen und Vorschriften für die Projektierung, Ausführung, Nutzung und Erhaltung des Bauwerks festlegen. Dabei geht es vor allem um folgende Punkte:

- Allgemeine Ziele für die Nutzung (Nutzungszustände und Nutzungsdauer) des Bauwerks
- Umfeld und Drittanforderungen
- Bedürfnisse des Betriebs und des Unterhalts
- Besondere Vorgaben der Bauherrschaft
- Schutzziele und besondere Risiken
- Normbezogene Bestimmungen

Das Bauwerk hat im Normalfall bezüglich Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit die von den Normen gestellten Anforderungen zu erfüllen. Die projektspezifische Umsetzung dieser Anforderungen wird detailliert in der Projektbasis beschrieben.

Die Nutzung eines Bauwerks kann grob in zwei verschiedene Phasen unterteilt werden. Als Bauphase gilt der Zeitraum zwischen Erstellungsbeginn der Bauten und Anlagen bis zu deren Übergabe an den Besteller resp. Betreiber. Danach folgt die Betriebsphase. Diese beginnt mit der Abnahme

criteria agreement is signed both by the project planner and by the project client after completion of this dialogue. It is thus, effectively, the project client's "order", and also a kind of "confirmation of awareness of targets".

It is difficult in many cases for the project client to define all requirements precisely at the start of the project. For this reason, the service criteria agreement is in many instances augmented, reformulated more precisely, or simply amended, in agreement with and at the request of the project client, in subsequent project phases. Significant changes in the service criteria agreement may result in changes to the order, depending on the time at which such adjustments are made.

The service criteria agreement is intended to describe the client organisation's utilisation and safety targets, and to define the basic conditions, requirements and rules for the project planning, implementation, utilisation and maintenance of the structure. The following items are of primary importance:

- General utilisation targets (utilisation states and utilisation period) for the structure
- The project environment and third-party requirements
- Operational and maintenance necessities
- The client organisation's particular specifications
- Safety targets and particular risks
- Standards-related provisions

Under normal circumstances, the structure must fulfil the requirements stated in the relevant standards concerning load-bearing capability, serviceability and durability. The project-specific implementation of these requirements is described in detail in the basis of design document.

The utilisation of a civil-engineering structure can be roughly subdivided into two different phases. The time between the commencement of construction of the structures and systems up to the time of their handover to the orderer/ the operator is referred to as the construction phase. This is followed by the operational phase, which commences upon

durch den Bauherrn und endet bei Erreichen der festgelegten Nutzungsdauer, mit Beginn des Rückbaus.

Die Nutzungsdauer ist definiert als die vereinbarte Zeitspanne, während der ein Tragwerk oder Bauteil bei fachgerechter Überwachung und Instandhaltung wie vorgesehen genutzt werden kann. Sie sollen so geplant, konstruiert und gebaut werden, dass während dieser Zeit bei sorgfältigem Unterhalt keine Erhaltungs- oder Ersatzmassnahmen notwendig werden, die zu übermässigen Betriebseinschränkungen führen.

Vielfach wird eine generelle Nutzungsdauer für die relevanten Tragwerksteile festgelegt. In der Norm SIA 260 werden generelle Richtwerte je nach Bedeutung des Bauteils angegeben. Die verschiedenen Elemente sind im Folgenden zusammengestellt:

- Temporäre Bauwerke: bis 10 Jahre
- Austauschbare Bauteile: bis 25 Jahre
- Gebäude und andere Bauwerke von normaler Bedeutung: 50 Jahre
- Bauwerke von übergeordneter Bedeutung: 100 Jahre

In der Norm SIA 197 sind diese Richtwerte auf tunnelspezifische Bauteile umgesetzt und um eine Zeitspanne ergänzt worden. So gilt für den Tunnelrohbau inklusive Zentralen (z. B. Tunnelbetriebs- oder Lüftungszentrale, Elektroräume etc.) eine Nutzungsdauer von 80–100 Jahren und für den Innenausbau 40–60 Jahre als Richtwert. In der Norm SIA 197/1 resp. 197/2 sind jeweils im Anhang A weitere Richtwerte für tunnelbauspezifische Bauteile aufgeführt.

2.2 Projektbasis

Die Projektbasis ist die fachbezogene Beschreibung und technische Umsetzung des mittels Nutzungsvereinbarung formulierten bauwerkspezifischen Auftrags des Bauherrn. Bestandteile sind die Beschreibung und Erklärung des Tragwerkskonzepts und der Nutzungszustände, die Gefährdungsbilder, Annahmen und Randbedingungen sowie die Erläuterung der Massnahmen zur Gewährleistung der in der Nutzungsvereinbarung gestellten Anforderungen.

Die konkrete Erarbeitung der Projektbasis durch den Projektverfasser kann wiederum zu Anpassungen der Nutzungsvereinbarung führen, die vom Bauherrn gutgeheissen werden müssen.

Die Grundlagen und Anforderungen für die weitere Projektierung, Ausführung, Nutzung und Erhaltung werden in der Projektbasis dargestellt. Zudem werden die Anforderungen an Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sowie die zu deren Gewährleistung vorgesehenen Massnahmen definiert, inklusive Verantwortlichkeiten, Abläufe, Kontrollen und Korrekturmechanismen. Je nach Bedeutung oder Gefährdung des Bauwerks variiert der Inhalt und Umfang der Projektbasis.

Festlegungen, die von Normen abweichen, müssen mit dem Bauherrn besprochen und in jedem Fall in der Projekt-

acceptance by the project client and terminates at the start of decommissioning when the specified service-life has been reached.

“Service-life” is defined as the agreed period of time for which a structural system or a component thereof can, assuming correct surveillance and maintenance, be used as intended. Such structures should be planned, designed and constructed in such a way that, given careful maintenance, no repair or replacement provisions which would cause excessive restrictions on operation are necessary during this time.

A general service-life is frequently specified for the relevant structural components. General guide figures are stated in the SIA 260 standard, depending on the importance of the particular component. The various elements are grouped below:

- Temporary structures: up to 10 years
- Replaceable components: up to 25 years
- Buildings and other structures of ordinary importance: 50 years
- Structures of high-level importance: 100 years

These guide figures are stated for tunnel-specific components, and augmented with a specified period of time, in the SIA 197 standard. A service-life of 80 to 100 years applies as a guide figure to the unlined tunnel shell, including equipment stations (e.g. tunnel control centres or ventilation stations, electrical rooms, etc.) and 40 to 60 years for the tunnel lining and internals. Further guide figures for components specific to tunnel engineering are in each case stated in Annex A of the SIA 197/1 and 197/2 standards.

2.2 Basis of Design Document

The basis of design is the engineering description and technical implementation of the project client’s structure-specific order formulated by means of the service criteria agreement. Its constituents are the description of and explanatory notes on the structural system concept and on the utilisation states, the hazard scenarios, assumptions and boundary conditions, and the explanatory notes on provisions for assurance of the attainment of the requirements made in the service criteria agreement.

The final drafting of the basis of design by the project planner may, for its part, result in amendments to the service criteria agreement. These must be approved by the project client.

The fundamentals and requirements for further project planning, implementation, utilisation and maintenance are stated in the basis of design. The requirements concerning load-bearing capacity, serviceability and longevity, and also the provisions included for their assurance, including responsibilities, procedures, inspections and corrective mechanisms, are also defined here. The content and scope of the basis of design may vary, depending on the importance of the structure and the hazards to which it is exposed.

basis festgehalten werden. Es empfiehlt sich, vor allem bei grösseren Abweichungen, diese zusätzlich in die Nutzungsvereinbarung zu integrieren und damit die Zustimmung des Bauherrn zu dokumentieren. Dem Bauherrn sollten auch die Konsequenzen von speziellen Festlegungen aus der Nutzungsvereinbarung auf die Projektbasis und das Projekt aufgezeigt werden. Unter Umständen kann durch eine kleine Anpassung der Anforderungen das Bauwerk über die gesamte Lebensdauer betrachtet wirtschaftlicher erstellt und betrieben werden.

3 Gewährleistung der Nutzungsdauer – Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

Die Fähigkeit eines Tragwerks und weiterer Bauteile, die Funktionstüchtigkeit und das Aussehen des Bauwerks sowie den Komfort der Nutzer entsprechend den Gebrauchsgrenzen zu gewährleisten wird als Gebrauchstauglichkeit bezeichnet.

Als Dauerhaftigkeit gilt die Erfüllung der Anforderungen an Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der vereinbarten Nutzung und Nutzungsdauer sowie der vorhersehbaren Einwirkungen, jedoch ohne unvorhergesehenen Aufwand für Instandhaltung und Instandsetzung.

3.1 Gebrauchstauglichkeit

Neben den Nachweisen der Tragsicherheit sind für alle Bauteile ebenfalls die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit zu erbringen. Dabei müssen die vorhersehbaren Nutzungszustände durchdacht und entsprechende Massnahmen zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit festgelegt werden.

Die Bemessungskriterien der Gebrauchstauglichkeit können sich beziehen auf:

- Verformungen, welche die Funktionstüchtigkeit oder das Aussehen des Bauwerks beeinträchtigen oder Schädigungen an Bauteilen hervorrufen
- Schwingungen, welche die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks einschränken oder den Komfort der Nutzer beeinträchtigen
- Dichtigkeitsmängel, welche die Funktionstüchtigkeit des Bauwerks einschränken oder die Nutzung beeinträchtigen
- Bauweisenspezifische Auswirkungen (z. B. Risse), die das Aussehen des Bauwerks und die Dauerhaftigkeit des Tragwerks beeinträchtigen
- Grenzwerte der Umweltbelastung (z. B. Grundwasseraufstau, Hochwasser).

Daneben gibt es aber auch Anforderungen an die Anlagenteile, deren Einhaltung nicht mittels Statik nachgewiesen werden können. Dazu gehört insbesondere die Gewährleistung der Zugänglichkeit sämtlicher Anlagenteile für Betrieb und Unterhalt unter Berücksichtigung der Arbeitssicherheit. Die Zugänge zum Bauwerk müssen auf die notwendigen Unterhaltsfahrzeuge ausgerichtet sein. Des Weiteren sind allgemein unterhaltsfreundliche Konstruktionen erforderlich

Stipulations which diverge from the relevant standards must be discussed with the project client and must, in all cases, be recorded in the basis of design. It is recommendable, particularly in the case of major deviations, to additionally integrate these into the service criteria agreement, and to thus document the project client's agreement. The consequences of special stipulations in the service criteria agreement for the basis of design and the project itself should also be outlined to the project client. Under certain circumstances, a minor adjustment to the requirements may make it possible, on an "overall life-cycle" view, to complete and operate the structure more cost-efficiently.

3 Guaranteeing Service-Life – Serviceability and Durability

The ability of a structural system and other components to guarantee the correct functioning and appearance of the structure, and the convenience of users in accordance with the serviceability limits, is referred to as "serviceability".

"Durability" constitutes the fulfilment of the requirements concerning load-bearing capacity and serviceability within the framework of the agreed utilisation and service-life, and of foreseeable effects, but not including unforeseen expenditure on maintenance and/or repair.

3.1 Serviceability

Analyses of serviceability must be furnished for all components, in addition to the analyses of load-bearing capacity. The foreseeable utilisation states must have been thought through, and corresponding provisions for the assurance of serviceability defined.

The design criteria for serviceability may relate to:

- Deformations which impair the correct functioning or the appearance of the structure, or cause damage to components
- Vibrations which may restrict the correct functioning of the structure, or impair user benefits
- Sealing deficiencies which restrict the correct functioning of the structure, or impair utilisation
- Effects specific to construction method (e.g. cracks), which impair the appearance of the structure and the durability of the structural system
- Limits for environmental burdens (e.g. groundwater blockage, flooding).

There are, however, also requirements for system components, adherence to which cannot be demonstrated by means of structural analysis. These include, in particular, the assurance of the accessibility of all system components for operation and maintenance, taking due account of occupational safety. The access facilities to the structure must be orientated around the necessary maintenance vehicles. Generally maintenance-friendly designs and/or the maintenance-friendly design of all installations requiring mainte-

resp. die unterhaltsfreundliche Ausbildung sämtlicher Installationen mit Unterhaltsbedarf (Entwässerung, Wasserversorgung, Drainagen usw.). Zudem muss die einfache Auswechselbarkeit von Verschleissteilen sichergestellt sein.

3.2 Dauerhaftigkeit

Um die Dauerhaftigkeit während der Nutzungsdauer gewährleisten zu können, müssen die relevanten Einwirkungen korrekt erfasst und mögliche Schädigungen des Tragwerks abgeschätzt werden. Es braucht angemessene Massnahmen während der Projektierung, Ausführung, Nutzung und Erhaltung – insbesondere konstruktive und baustofftechnische Vorkehrungen zum Schutz der Baustoffe und Bauteile, eine fachgerechte Bauausführung sowie eine plangemässe Überwachung und Instandhaltung.

3.3 Umsetzung im Projekt – Projektierung der Nutzungsdauer

Im Untertagbau sind sogenannte „temporäre Nutzungszustände“ wichtige Aspekte in der gesamten Nutzungsdauer des Bauwerks. „Temporär“ ist jedoch keine klar definierte Zeitdauer. In der Projektbasis wird festgelegt, in welchem Ausmass der Tragwiderstand der Ausbruchsicherung zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Ausbaus während der Nutzungsdauer mitberücksichtigt wird. Je nach Auswirkung dieses Entscheids empfiehlt es sich, den Bauherrn einzubeziehen und das Ergebnis in die Nutzungsvereinbarung mit aufzunehmen. Entsprechend dieser Festlegungen resultieren unterschiedliche Anforderungen an die Nutzungsdauer der Ausbruchsicherungsmittel und damit an deren Anforderungen an die Dauerhaftigkeit.

Bei den Überlegungen zu temporären Nutzungszuständen spielt auch der gewählte Bauablauf resp. das Bauprogramm eine Rolle. Häufig ist dabei die Zeitdauer zwischen Ausbruch (Einbau Ausbruchsicherungsmittel) und Einbau der Innenschale entscheidend. Normgemäss gelten z. B. ungespannte Anker mit einer Nutzungsdauer von weniger als fünf Jahren als temporäre Anker. Werden die Anker mehr oder weniger als fünf Jahre genutzt, müssen sie unterschiedliche Anforderungen an den Korrosionsschutz erfüllen. Die fachgerechte Umsetzung dieser Anforderung ist gerade im Tunnelbau nicht immer einfach. Bei Korrosionsgefährdung muss zudem die Dauerhaftigkeit für den Anker als Ganzes und für jeden eingesetzten Werkstoff gesondert nachgewiesen werden.

Im Projekt ist nachzuweisen, dass die zulässigen Verschiebungen und Verformungen des Bauwerks und des umgebenden Baugrunds während der gesamten Nutzungsdauer nicht überschritten werden. Der dafür benötigte Raum ist bereits im Projekt in irgendeiner Form (z. B. als bautechnischer Nutzraum) zu berücksichtigen.

Bei der Wahl der Baustoffe sind immer auch die bauwerkspezifischen äusseren Einflüsse zu beachten. Je nach Gebirge oder Zusammensetzung des Bergwassers müssen beispielsweise die Materialien der Abdichtung auf andere Einwirkungen ausgelegt werden.

nance (water control systems, water supplies, drainage systems, etc.) are also necessary. Furthermore easy replacement of wear parts must be assured.

3.2 Durability

It is necessary, to permit assurance of durability during the structure's service-life, to correctly determine and record all relevant effects and estimate all possible damage to the structural system. Appropriate provisions are necessary during project planning, implementation, utilisation and maintenance – in particular, design and building-materials-oriented provisions for the protection of building materials and components, correct execution of the construction work and scheduled surveillance, inspection and maintenance.

3.3 Implementation within the Project – Project Planning of Service-Life

In underground engineering, so-called “temporary utilisation states” are important aspects in the overall service-life of the structure. “Temporary” is, however, not a clearly defined period of time. The extent to which the load-bearing capacity of the initial support is also to be taken into account for determination of the load-bearing capacity of the support system during the structure's service-life is specified in the basis of design. Depending on the effect of this decision, it will be recommendable to consult with the project client, and include the result in the service criteria agreement. Differing requirements for the service-life of the initial support provisions, and thus on their durability requirements, will result from these stipulations.

The construction sequence and/or the construction programme also play a role in deliberations on temporary utilisation states. In many cases, the amount of time between excavation (installation of initial support provisions) and the installation of the inner lining is decisive. Untensioned rock bolts with a service-life of less than five years are, for example, considered temporary rock bolts in the relevant standards. The rock bolts have to meet differing requirements for corrosion protection if they are used for more or for less than five years. In tunnel engineering, in particular, correct implementation of this requirement is not always easy. Where there is a corrosion hazard, the durability of the rock bolt as a whole, and of each material used, must also be analysed separately.

The project documentation must demonstrate that the permissible shifts and deformations of the structure and the surrounding soil will not be exceeded during the entire service-life. The space required for this must be taken into account in some form (as engineering utility space, for example) at the project-planning stage.

Building-material-specific external influences must also always be taken into account in the selection of building materials. The materials used for sealing, for example, must be designed to withstand differing attacks, depending on

In den allermeisten Fällen wird die Nutzungsdauer als fixe Zeitdauer (z. B. 80 Jahre) definiert. In der Praxis wird das Verhalten eines Bauteils/Bauwerks aber nicht so sein, dass es einen Tag nach Ablauf der Nutzungsdauer nicht mehr nutzbar ist.

Der uneingeschränkte Gebrauch und die zuverlässige Nutzung eines Tunnels kann nur mit entsprechenden Erhaltungsmassnahmen gewährleistet werden. Neben der eigentlichen Instandhaltung und Wartung ist auch die laufende Überwachung und Überprüfung entscheidend. Die sich daraus ergebenden Anforderungen müssen bereits bei der Projektierung, beispielsweise im Erhaltungskonzept, berücksichtigt werden. Eine Gewölbedrainageleitung kann nur kontrolliert werden, wenn auch die notwendigen Kontrollschächte in ausreichender Grösse vorhanden sind. Zudem müssen diese so angeordnet werden, dass der Zugang ohne grössere Betriebseinschränkungen möglich ist.

Erstreckt sich die Projektierungsdauer über einen langen Zeitraum, ist es wichtig, periodisch die festgelegten Randbedingungen auf ihre Aktualität hin zu prüfen. Technische Weiterentwicklungen oder Erkenntnisse aus Forschung und Praxis, beispielsweise im Bereich Materialtechnologie, sollten in sinnvoller Weise einfließen können.

4 Umsetzung in die Ausschreibungsunterlagen

Die im Projektierungsprozess angestellten Überlegungen müssen dem Unternehmer in den Ausschreibungsunterlagen bekannt gemacht werden. Die zu verwendenden Materialien müssen klar und eindeutig definiert sein. Dabei ist wichtig, dass festgelegt ist, welche Anforderungen wie geprüft werden und welche Grenzwerte (Bandbreiten) einzuhalten sind.

Die bautechnischen Details werden durch den Projektverfasser gelöst und auf den Plänen klar und in ausreichender Genauigkeit dargestellt. Spezielle Massnahmen zur Umsetzung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit sind zwingend zu beschreiben und darzustellen.

Im Kontrollplan werden durch den Projektverfasser Art, Umfang, Durchführung und Zeitpunkt von Ausführungskontrollen mitsamt der Angabe der entsprechenden Qualitätsanforderungen und der zulässigen Abweichungen festgelegt. Zudem wird festgelegt, was zu tun ist, wenn die Anforderungen nicht erfüllt werden. Wichtig ist dabei auch die Regelung der Zuständigkeiten und des Informationsflusses. Der Kontrollplan ist immer Bestandteil der Ausschreibungsunterlagen; bei der Ausführung bildet er dann die Grundlage für den vom Unternehmer zu erstellenden Prüfplan.

Im Rahmen des Angebots erarbeitet der Anbieter sein Qualitätsmanagement-Konzept (QM-Konzept). Dieses legt dar, wie der Unternehmer sein Managementsystem im konkreten Auftrag einzusetzen gedenkt, wie er generell auf die QM-Anforderungen des Auftraggebers eingehen will und welche Folgerungen er aus seiner eigenen Auftragsanalyse zieht.

the nature of the rock and/or the composition of the underground water.

In the overwhelming majority of cases, service-life is defined as a fixed period of time (e. g. 80 years). In practice, the behaviour of a component/structure will not be such that it can no longer be used one day after the "expiry" of the service-life.

Unrestricted use and dependable availability of a tunnel can be assured only by means of corresponding maintenance provisions. Continuous surveillance, checking and inspection, in addition to actual servicing and maintenance, is also decisive. The resultant requirements must be taken into account as early as the project-planning phase, in the maintenance concept, for example. A tunnel-roof drainage line can be inspected, for instance, only if the necessary inspection shafts are present and are of adequate size. They must, in addition, be configured in such a way that access is possible without major disruptions to operation.

Where the project-planning period extends across a long time, it is important to periodically review the boundary conditions defined for their up-to-date status. It should be possible for new technical developments and discoveries made in research and practice (in materials science, for example) to be rationally incorporated.

4 Statements in the Tendering Documentation

The deliberations undertaken during the project-planning process must be disclosed to the contractor in the tendering documentation. The materials to be used must be clearly and unequivocally defined. It is important in this context that it is clearly stated what requirements are to be checked, and how, and what limits (bandwidths) must be met.

The engineering details are defined by the project planner, and are shown clearly and with adequate accuracy on the plans. Special provisions for achievement of durability and serviceability must mandatorily be described and depicted.

The project planner specifies in the inspection schedule the nature, scope, performance and timing of implementation checks, complete with statement of the corresponding quality requirements and the permissible deviations. Also specified is the action to be taken if the requirements are not met. Definition of responsibilities and of the flow of information is also important in this context. The inspection schedule is in all cases an integral component of the tendering documentation; it will subsequently provide the basis for the inspection schedule to be drafted by the contractor for use during implementation.

The bidder drafts his Quality Management (QM) concept in the context of his bid. This states how the contractor intends to implement his management system into the specific order, how he intends, in general, to meet the client's

Die QM-Vereinbarung ist die vertragliche Absicherung der qualitätsrelevanten Abmachungen zwischen dem Auftraggeber und dem Auftragnehmer.

5 Aspekte der Ausführung

Die effektiv erzielbare Nutzungsdauer eines Bauwerks hängt in hohem Masse auch von der Qualität der Ausführung ab. Ein zentrales Element zur Qualitätskontrolle ist dabei der vom Unternehmer erstellte und von der Bauleitung genehmigte Prüfplan. Dieser stellt die ausführungsspezifische Umsetzung des vom Bauherrn vorgegebenen Kontrollplans dar. In ihm werden die durchgeführten Prüfungen detailliert und dokumentiert. Dieses Instrument muss auf der Baustelle konsequent genutzt werden. Zudem sind die Messergebnisse zu analysieren, und bei Bedarf gilt es, rechtzeitig Korrekturmassnahmen zu ergreifen.

Aufgrund der häufig starken Ausprägung als Linienbaustelle und der langen Ausführungsdauer von Untertagbauten muss die Bauphase bis zur eigentlichen Inbetriebnahme speziell betrachtet werden. Theoretisch beginnt die Nutzungsdauer eines Bauteils mit der Inbetriebnahme des Bauwerks, praktisch werden einzelne Bauteile aber bereits während des Baus genutzt. Deshalb ist es von zentraler Bedeutung, dass die physikalischen Gegebenheiten in der Ausführungsphase (z. B. klimatische Verhältnisse) bei der Projektierung berücksichtigt werden. Falls dies nicht möglich ist, müssen spezielle Schutzmassnahmen vorgesehen werden. Wird beispielsweise eine Entwässerungsleitung bereits während des Innenausbaus in Betrieb genommen, sind mindestens die gleichen Unterhaltmassnahmen (Reinigung) wie in der späteren Betriebsphase notwendig. Können diese Randbedingungen nicht erfüllt werden, muss mit baulichen oder organisatorischen Massnahmen verhindert werden, dass es zu einer vorzeitigen Nutzung kommt.

Im Hinblick auf spätere Zustandsbeurteilungen und allfällige Massnahmenplanungen im Rahmen des Betriebs und Unterhalts ist die Dokumentation der effektiv angetroffenen und ausgeführten Verhältnisse wichtig. Die Dokumentation sollte alle in der Projektierung und Ausführung gewählten Abmessungen, Anforderungen und Hinweise enthalten. Angaben zu den verwendeten Materialien sind unerlässlich.

Nebst dem eigentlichen Bauwerk sind in die Ausführungskontrollen und Überwachung stets auch das angrenzende Gebirge sowie bestehende Bauten und Anlagen einzubeziehen.

6 Schlussbemerkung

Auch wenn die Nutzungsdauer als solche nicht explizit „projektiert“ werden kann, stellt sie eine wichtige Grösse in der Planungs-, Bau- und Betriebsphase eines Bauwerks dar. Alleine der Wunsch nach einer möglichst langen Nutzungsdauer genügt bei Weitem nicht, diese auch zu erreichen. Die gezielte Kombination von auf die projektspezifischen

QM requirements, and what conclusions he draws from his own analysis of the order. The QM agreement is the contractual guarantee of the quality-relevant agreements made between the client and the contractor.

5 Aspects of Implementation

The effectively achievable service-life of a structure also depends to a great degree on the quality of execution. A central element of quality control is, in this context, the inspection schedule drafted by the contractor and approved by the site management. This constitutes the execution-specific implementation of the inspection schedule specified by the project client. The inspections performed are detailed and documented in it. This instrument must be consistently used on the construction site. In addition, measured data must be analysed, and corrective action taken in good time where this is necessary.

It is essential, due to the in many cases highly pronounced linear-site character and long implementation times of underground engineering works, to devote special attention to the construction phase up to and including actual commissioning. In theory, the service-life of a component starts upon commissioning of the overall structure; in practice, however, individual components are already “in use” during the construction period. It is therefore of central importance that physical circumstances during the implementation phase (e.g. climatic conditions) be taken into account in project planning. Special safety precautions must be implemented where this is not possible. Where, for example, a drainage line is commissioned as early as the lining-installation phase, the same maintenance provisions (cleaning) as during the subsequent operating phase will be necessary. Where such boundary conditions cannot be fulfilled, premature wear must be prevented by means of structural or organisational provisions.

Documentation of the conditions actually encountered and tackled is also important, with a view to subsequent assessments of condition and possible plans of action for operation and maintenance. Such documentation should include all dimensions selected, requirements and notes made during project planning and implementation. Details of the materials used must be mandatory.

The surrounding country rock and existing structures and systems must in all cases also be included in implementation inspections and surveillance, in addition to the structure itself.

6 Conclusions

Although service-life as such cannot be explicitly “planned”, it is nonetheless an important factor in the planning, construction and operational phases of a structure. The desire alone to achieve the longest possible service-life is not by

Bedürfnisse ausgerichteten Baumaterialien und die betriebs- und unterhaltsfreundliche Ausgestaltung der einzelnen Bauteile bilden die Voraussetzung für eine optimale Nutzung. Ohne eine qualitativ einwandfreie Ausführung und die Ausführung der geplanten Erhaltungsmaßnahmen kann die angestrebte Nutzungsdauer jedoch ebenfalls nicht erreicht werden.

Im Dialog mit dem Bauherrn müssen die Nutzungsanforderungen und -ziele bereits in frühen Projektierungsphasen diskutiert und festgelegt werden. Dabei gilt es, immer ein Optimum zwischen hohen Anforderungen an die Lebensdauer von Bauteilen und ihrer einfachen Auswechselbarkeit zu finden.

any means sufficient for its actual achievement. The systematic combination of building materials orientated around the specific needs of the project and the operation- and maintenance-friendly design of the individual components are the preconditions for optimum utilisation. Without execution of the work in satisfactory quality and implementation of the scheduled maintenance provisions, it will also not be possible to achieve the targeted service-life, however.

The utilisation requirements and targets must be discussed and defined in dialogue with the project client at early project-planning stages. The aim here must always be to find the optimum balance between ambitious targets for component service-life and their easy replaceability.

Jürg Künzle, lic. iur., Rechtsanwalt (Fürsprecher), Marti Contractors Ltd., Moosseedorf/CH

Qualitätsanforderungen aus vertraglicher Sicht

Über die Qualität von Baustoffen

Die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit eines jeden Bauwerks sind unter anderem abhängig von der Qualität der bei seiner Herstellung verwendeten Baustoffe. Der Bauherr hat ein berechtigtes Interesse daran, diesbezüglich Anforderungen festzulegen und den Unternehmer zur deren Einhaltung zu verpflichten. Der Unternehmer hat ein ebenso berechtigtes Interesse daran, sich darauf verlassen zu können, dass die Einhaltung dieser Anforderungen zum Erfolg führt.

Quality Requirements from a contractual Perspective

About the Quality of Construction Materials

Every structure's serviceability and durability is, inter alia, dependent on the quality of the materials used in its construction. The principal is justifiably interested in establishing relevant specifications and ensuring that the contractor adheres to them. The underground contractor is also justifiably interested in relying on those requirements to ensure project success.

1 Baustoffe und ihre Beschaffenheit

Baustoffe im Rechtssinn sind Stoffe, aus welchen das Bauwerk besteht – Materialien, die im Bauwerk verbleiben¹ 2. Für den Untertagbau ist an Materialien für die Ausbruchssicherung zu denken, namentlich an Anker, Bewehrungsnetze, Spritzbeton, Einbaubögen oder Verfüllbeton sowie an Materialien, von welchen die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des vollendeten Bauwerks massgebend abhängt, zum Beispiel Materialien für die Abdichtung, die Entwässerung, der Strassenbau oder die elektromechanische Ausrüstung. Im System der SIA 118 gehören die Baustoffe zu den „Materialien“, welche auch die sogenannten Hilfs- und Betriebsstoffe umfassen³. Hilfsstoffe werden beim Bauen gebraucht, bleiben aber weiter verwendbar, zum Beispiel Schalungen für Betonarbeiten. Betriebsstoffe werden beim Bauen hingegen verbraucht, zum Beispiel Sprengstoff für Sprengvortriebsarbeiten⁴. Von Baustoffen streng zu unterscheiden sind weiter der Baugrund⁵, die Baustelleneinrichtungen⁶, das herzustellende Werk oder

1 Construction Materials and their Properties

Legally speaking, construction materials are materials of which a structure consists – that is, materials that remain in the structure¹ 2. In underground construction, rock support materials come to mind, namely anchors, reinforcing mesh, shotcrete, support arches, or infill concrete. They also include materials that determine the serviceability and durability of the finished structures such as materials used in sealing, drainage, road construction, or electro-mechanical installations. The construction materials in the SIA 118 system are classified as “materials” that also comprise the so-called auxiliary materials and consumables³. Auxiliary materials are used during construction but continue to be fit for use. One example would be formwork for concrete construction. In contrast, consumables are used up during construction. An example here would be explosives used in blasting operations⁴. Clearly distinguishable from construction materials, on the other hand, are also the subsoil⁵, the construction site

¹ Vgl. Art. 136 Abs. 1 SIA 118.

² Ein Baustoff ist ein Bauprodukt im Sinne von Artikel 2 Ziffer 1 des Bauproduktgesetzes (BauPG) vom 21. März 2014, also ein „Produkt, das hergestellt und in Verkehr gebracht wird, um dauerhaft in Bauwerke oder Teile davon eingebaut zu werden, und dessen Leistung sich auf die Leistung des Bauwerks im Hinblick auf die Grundanforderungen an Bauwerke auswirkt“.

³ Art. 10 Abs. 1 SIA 118.

⁴ Egli, Kommentar zur SIA Norm 118, Anm. 6 zu Artikel 10.

⁵ Vgl. Art. 5 Abs. 2 SIA 118; Art. 365 Abs. 3 und Art. 376 Abs. 3 OR.

⁶ Vgl. Art. 123 SIA 118; Art. 364 Abs. 3 OR.

¹ Compare Art. 136 Sec. 1 SIA 118.

² A construction material is a construction product as defined in Article 2, Clause 1 of the Construction Products Law (BauPG) of March 21, 2014, that is, it is a “[p]roduct that is produced and marketed to be permanently incorporated into structures or portions thereof and the performance of which has effects on the performance of the structure in light of the basic requirements for structures.”

³ Art. 10 Sec. 1 SIA 118.

⁴ Egli, Comments on SIA Standard 118 (Kommentar zur SIA Norm 118), Note 6 on Article 10.

⁵ Compare Art. 5 Sec. 2 SIA 118; Art. 365 Sec. 3 and Art. 376 Sec. 3 OR [Swiss Code of Obligations].

Les exigences de qualité dans l'optique du contrat

Bases juridiques pour les exigences de qualité posées aux matériaux de construction

L'aptitude au service et la durabilité de tout ouvrage sont tributaires, entre autres, de la qualité des matériaux de construction utilisés pour sa fabrication. Le maître d'ouvrage a tout intérêt à fixer des exigences en la matière et à en imposer le respect à l'entrepreneur. L'entrepreneur a également tout intérêt à pouvoir compter sur la certitude que le respect de ces exigences mènera au succès.

Requisiti qualitativi dal punto di vista contrattuale

Basi giuridiche riguardo ai requisiti di qualità dei materiali da costruzione

L'idoneità all'uso e la durata di ogni costruzione sono tra l'altro dipendenti dai requisiti dei materiali da costruzione usati per la sua edificazione. Il costruttore ha un giustificato interesse al riguardo, a determinare quali siano i requisiti richiesti e obbligare l'imprenditore a rispettarli. L'imprenditore allo stesso modo ha un legittimo interesse di potersi fidare che l'osservanza di questi requisiti porti al successo.

Teile davon⁷ und die Arbeiten eines Vorunternehmers, an welche die Arbeiten des Unternehmers gegebenenfalls anschliessen⁸.

Nach Artikel 136 Absatz 1 SIA 118 müssen die zu verwendenden Baustoffe „von guter Beschaffenheit sein“. Für die vom Unternehmer zu liefernden Baustoffe ergibt sich dieser Grundsatz bereits aus Artikel 365 Absatz 1 OR, wonach der Unternehmer dem Bauherrn für die „Güte“ des von ihm gelieferten Baustoffs haftet, sowie aus der Usanz, dass der Bauherr grundsätzlich Anspruch auf ein normal beschaffenes und gebrauchstaugliches Werk hat⁹. Ein Baustoff ist dann von guter Beschaffenheit, wenn er sich dergestalt einsetzen lässt, dass das Werk die vereinbarten oder nach Treu und Glauben vorausgesetzten Eigenschaften aufweist¹⁰ – Eigenschaften, die der Bauherr mit Blick auf die von ihm beabsichtigte Zweckbestimmung des Werks in guten Treuen erwarten darf¹¹. Ein Baustoff ist mit anderen Worten dann von guter Qualität, wenn er mit Blick auf die Zweckbestimmung des Werkes geeignet ist, wenn er zweckmässig ist. Er muss von so guter Qualität sein, dass das Bauwerk als Ganzes und in seinen Teilen für den beabsichtigten Verwendungszweck tauglich ist¹², nicht mehr und nicht weniger. Der Unternehmer ist bei der Auswahl der Baustoffe im Rahmen der sich aus Gesetz und/oder Parteiparteivereinbarung ergebenden Schranken frei.

Der Unternehmer lässt sich bei der Auswahl der Baustoffe von zwei Zielen leiten: Tauglichkeit des Bauwerks und Wirtschaftlichkeit des Baustoffeinsatzes.

Das Ziel der Tauglichkeit ergibt sich aus den an das Bauwerk gestellten Anforderungen, die ihrerseits gesetzlicher oder ver-

facilities⁶, the structure to be built or parts thereof⁷, and the work performed by a previous contractor, to which the contractor's work may connect⁸.

Under SIA 118 Article 136, Section 1, construction materials to be used must be “of good quality”. This principle is originally derived from Swiss Code of Obligations [OR] Article 365 Section 1, according to which the contractor is liable to the principal for the “quality” of the construction materials used by him. It also derives from customary practice, in which the principal is fundamentally entitled to a structure that is serviceable and constructed according to standards⁹. Construction materials are of good quality if they may be used in such a way that the structure displays the contractual properties or those specified by principles of good faith and fair dealing¹⁰ – characteristics which the principal may in good faith expect in light of the intended functional requirements of the structure¹¹. In other words, construction materials are of good quality if they are fit for the intended purpose and when they are suitable. Their quality must be such that the whole structure and all of its parts are fit for the intended purpose¹²; no more, no less. The contractor is free in his choice of construction materials within the parameters set by law and/or the parties' agreement.

The contractor is guided by two goals when selecting construction materials: Serviceability of the structure and efficiency in the use of construction materials.

The serviceability goal is achieved through the demands placed on the structure, which themselves may be of a legal

⁷ Egli, Kommentar zur SIA Norm 118, Anm. 5 zu Artikel 10.

⁸ Vgl. Gauch, Rz. 219 f., 826, 2038 ff.

⁹ Gauch, Rz. 1407.

¹⁰ Vgl. auch Gauch/Prader, Kommentar zur SIA Norm 118, Anm. 3 zu Artikel 136.

¹¹ BGE 4 C.130/2006, Erw. 3.1.

¹² Vgl. Art. 3 Abs. 1 BauPG.

⁶ Compare Art. 123 SIA 118; Art. 364 Sec. 3 OR.

⁷ Egli, Comments on SIA Standard 118, Note 5 on Article 10.

⁸ Compare Gauch, Note 219 et seq., 826, 2038 et seq.

⁹ Gauch, Note 1407.

¹⁰ Compare also Gauch/Prader, Comments on SIA Standard 118 (Kommentar zur SIA Norm 118), Note 3 on Article 136.

¹¹ BGE 4 C.130/2006, Supp. 3.1.

¹² Compare Art. 3 Sec. 1 BauPG.

traglicher Natur sein können. Wenn die beabsichtigte Zweckbestimmung nicht unüblich ist, hat der Unternehmer ohne Vereinbarung von Werkigenschaften ein diesbezüglich normal beschaffenes, gebrauchstaugliches Werk herzustellen und die zu verwendenden Baustoffe entsprechend auszuwählen. Insofern ist er in der Wahl der Baustoffe frei, ausser wenn ihm verschiedene Qualitätsstufen zur Verfügung stehen und er in sinngemässer Anwendung von Artikel 71 Absatz 2 OR Baustoffe von mindestens mittlerer Qualität zu liefern hat¹³. Wenn die beabsichtigte Zweckbestimmung hingegen unüblich ist, hat der Bauherr nach der Rechtsprechung die Pflicht, den Unternehmer auf die Unüblichkeit hinzuweisen¹⁴, also alle Angaben zu vermitteln, die erforderlich sind, dass der Unternehmer ein in Bezug auf die beabsichtigte unübliche Zweckbestimmung normal beschaffenes Werk herstellen und zu diesem Zweck seine Wahl der Baustoffe entsprechend treffen kann. Ein solcher Hinweis dürfte namentlich erforderlich sein, wenn vorausgesetzte Eigenschaften des durch den Unternehmer herzustellenden Werkes im Zusammenhang mit Nahtstellen gegenüber Leistungen von Nebenunternehmern von Bedeutung sind, etwa wenn die Zweckbestimmung des durch den Unternehmer herzustellenden Werkes darin besteht, die Grundlage für die Erfüllung von Nebenunternehmerleistungen zu bilden, und der Unternehmer infolgedessen in der Wahl seiner Baustoffe eingeschränkt ist.

Das Ziel der Wirtschaftlichkeit des Baustoffeinsatzes ergibt sich aus dem unternehmerischen Streben nach Effizienz, das heisst, nach bestmöglicher Zielerreichung bei geringstmöglichem Mitteleinsatz. Der Bauherr fördert die in seinem Interesse liegende Effizienz durch den Wettbewerb, indem er den Unternehmer dazu bringt, bei der Auswahl der Baustoffe nicht nur den Preis, sondern auch die aus ihrer Verarbeitung resultierenden Kosten möglichst tief zu halten (und die Herbeiführung der Zwecktauglichkeit des Bauwerkes zu ermöglichen).

2 Anforderungen an die Qualität von Baustoffen

Nach Artikel 136 Absatz 1 SIA 118 müssen die zu verwendenden Baustoffe nicht nur von guter Beschaffenheit sein, sondern „insbesondere den in den Ausschreibungsunterlagen gestellten *Anforderungen*“¹⁵ genügen. Solche Anforderungen können sich direkt auf die Eigenschaften der Baustoffe beziehen – für Beton zum Beispiel auf die Druckfestigkeits- oder Expositionsklasse, die Oberflächenbeschaffenheit etc. Der Unternehmer darf darauf vertrauen, dass die Einhaltung solcher Anforderungen mit Blick auf die Zweckbestimmung des Bauwerkes zielführend ist und eine vertragskonforme Ausführung der Arbeiten ermöglicht, nicht nur in Bezug auf das herzustellende Bauwerk (Herstellungsergebnis), sondern auch auf den Herstellungsprozess. Führt die Einhaltung der vom Bauherrn vorgegebenen Anforderungen an die Qualität von Baustoffen nicht oder nicht ohne zusätzlichen Aufwand des Unternehmers zum vereinbarten Herstellungsergebnis und/oder

or contractual nature. If the intended purpose is not unusual, the contractor must in this respect, absent any agreement on structural properties, build a normally-constructed, serviceable structure, and select the construction materials to be used accordingly. To that extent he is free in the selection of construction materials, except when different quality levels are available to him and he is obliged to provide construction materials of at least medium grade quality in an analogous application of Article 71(2) OR¹³. In contrast, where the intended purpose is unusual, case law holds that the principal has the duty to notify the contractor of that deviation¹⁴. That is, the principal must provide all information required so that the contractor is able to build a standards-compliant structure in view of the unusual purpose contemplated, and can make the selection of construction materials appropriate to such purpose. Such notice would be necessary particularly where the required features of the structure to be constructed by the contractor becomes significant at the interface with the services to be provided by the co-contractors. An example is where the intended use for the structure to be built by the contractor provides the basis for a co-contractor's services, and thereby restricts the contractor's choice of construction materials.

The objective of using efficient structural materials follows from the entrepreneurial drive for efficiency; that is, from the drive to attain the best outcome with the lowest possible allocation of resources. The principal demands this efficiency, which is in his interest, through competition by compelling the contractor, in his selection of construction materials, to hold both the price and the costs resulting from their processing as low as possible (thus making the structure's serviceability possible).

2 Material Quality Requirements

Pursuant to SIA 118 Article 136, Section 1, construction materials to be used must not only have good properties but must also satisfy “specifically the *requirements* set forth in the request for tender [RFT] documentation”¹⁵. These requirements may directly reference the characteristics of the construction materials – in the case of concrete, for example, pressure resistance and exposure classification, surface properties, etc. The contractor in turn may trust that compliance with those requirements will be expedient in light of the structure's intended purpose and will permit the work to be performed in accordance with the contract, not only with respect to the structure's construction (construction outcome), but also to the production process itself. Where compliance with principal-specified quality requirements for construction materials fails to lead to the agreed construction outcome (or does so only with additional expense) and/

¹³ Gauch/Prader, Kommentar zur SIA Norm 118, Anm. 3 zu Artikel 136.

¹⁴ BGE 4 C.130/2006, Erw. 3.1.

¹⁵ Hervorhebung hinzugefügt.

¹³ Gauch/Prader, Comments on SIA Standard 118 (Kommentar zur SIA Norm 118), Note 3 on Article 136.

¹⁴ BGE 4 C.130/2006, Supp. 3.1.

¹⁵ Emphasis added.

wird der Herstellungsprozess dadurch beeinträchtigt, hat der Unternehmer gegebenenfalls Anspruch auf Vergütung des Mehraufwandes und der Mehrkosten und auf angemessene Erstreckung der vertraglichen Termine. Voraussetzung dafür ist, dass der Unternehmer nicht erkennen konnte oder abgemahnt hat, dass die betreffenden Anforderungen nicht zum vereinbarten Herstellungsergebnis führen würden und er den Schaden im Rahmen des Zumutbaren gemindert hat.

Im Untertagbau kommt es zuweilen vor, dass der Bauherr vom Unternehmer verlangt, das während der Ausführung der Vortriebsarbeiten anfallende Ausbruchsmaterial zu Betonkies aufzubereiten und diesen für die Herstellung bestimmter Teile des Bauwerks zu verwenden. Das Ausbruchsmaterial ist nach der gesetzlichen Systematik sowohl ein Teil des vom Bauherrn „angewiesenen“ Baugrundes, als auch ein vom Bauherrn „gelieferter“ Baustoff¹⁶. Auf diese Weise verknüpft der Bauherr seine Angaben zum Baugrund mit Anforderungen an die Qualität der aus dem Ausbruchsmaterial zu gewinnenden Baustoffe (oder Bauzuschlagsstoffe). Das Vertrauen des Unternehmers in die Ausschreibungsunterlagen ist damit ein doppeltes: Erstens darf er auf die Richtigkeit der Angaben zum Baugrund vertrauen und zweitens darauf, dass die Einhaltung der Anforderungen zum beabsichtigten Erfolg führt. Für die Angaben zum Baugrund ist auf die allgemeine Informationspflicht des Bauherrn hinzuweisen, die in Artikel 5 Absatz 2 SIA 118 konkretisiert wird. Nach dieser Bestimmung hat der Bauherr vor der Ausschreibung unter anderem die Beschaffenheit des Baugrundes zu ermitteln und das Ergebnis in den Ausschreibungsunterlagen festzuhalten.

Qualitätsanforderungen können sich auch (und nur) auf Eigenschaften des Bauwerks beziehen, zu dessen Herstellung nicht oder nicht näher spezifizierte Baustoffe zu verwenden sind; die vom Unternehmer zu erbringende Leistung wird funktional umschrieben. Das Vertrauen des Unternehmers in die Angaben des Bauherrn ist in solchen Fällen insofern von vornherein eingeschränkt, als der Bauherr dem Unternehmer die Wahl der Baustoffe überlässt, gleichzeitig aber konkret vorgibt, welchen Anforderungen das Bauwerk zu genügen hat¹⁷. Es ist damit am Unternehmer, ausgehend von der Zielsetzung den Weg zur Zielerreichung festzulegen. Damit setzt der Unternehmer die durch den Bauherrn oder dessen Hilfspersonen begonnene Projektierung fort. Auch hier darf sich der Unternehmer auf die Richtigkeit und Vollständigkeit der Anforderungen und Information des Bauherrn verlassen; zu deren Nachprüfung ist er grundsätzlich nicht verpflichtet¹⁸.

Das Gleiche gilt, wenn Anforderungen, die sich auf Eigenschaften der Baustoffe beziehen, kombiniert werden mit solchen, die sich auf das Bauwerk beziehen. Solche Hybride sind per se problematisch, weil sie „in sich widersprüchlich sind“¹⁹.

or the construction process is thereby impaired, the contractor has a potential compensation claim for the additional expenses and costs, as well as for a reasonable extension of the contractual deadline. A condition precedent to this is that the contractor could not have recognized or warned of the fact that the relevant demands would not have led to the agreed construction outcome and that he took reasonable steps to minimize damages.

It often happens in underground construction that the principal will ask the contractor to reclaim the excavated material accruing during tunnelling excavation into concrete gravel and to use that aggregate in certain parts of the structure. According to the statutory classification, the excavation material is both a part of the construction site “designated” by the principal and a part of the construction materials “delivered” by the principal¹⁶. The principal thus ties his construction site specifications to the quality requirements for the construction materials (or construction aggregates) that are to be reclaimed from the excavated materials. The contractor consequently relies on the RFT documentation in two different ways: First, he may rely on the accuracy of the specifications governing the construction site; and, second, he may rely on the fact that adhering to the requirements will lead to the intended outcome. The principal’s general duty of disclosure governs the construction site specifications and is set forth in SIA 118 Article 5, Section 2. According to this provision, before tendering a bid, the principal must ascertain the properties of the construction site and record his results in the RFT documentation.

Quality requirements can also (and only) address the quality of the structure for which construction materials are not (or not further) specified; the contractor’s performance is functionally described. In such cases, the contractor’s reliance on the principal’s specifications is restricted from the outset when the principal allows the contractor to select the construction materials but simultaneously specifically sets forth the requirements that the structure must satisfy¹⁷. It is therefore the contractor’s obligation, based on the setting of goals, to determine the way to achieve those goals. The contractor thus continues the planning that the principal or the principal’s assistants have started. Here again, the contractor may fully rely on the accuracy and completeness of the principal’s requirements and disclosures; in principle, he has no obligation to verify them.¹⁸.

The same holds true when requirements that refer to properties of construction materials are combined with requirements that refer to the structure. These hybrid requirements create problems because they “are in themselves contradictory”¹⁹.

¹⁶ Zu diesen beiden Begriffen vgl. Art. 365 Abs. 3 OR.

¹⁷ Schumacher, Vergütung, Rz. 490.

¹⁸ Ibid.

¹⁹ Schumacher, Vertragsgestaltung, Rz. 721.

¹⁶ As to both terms, compare Art. 365 Sec. 3 Swiss Code of Obligations.

¹⁷ Schumacher, Compensation (Vergütung), Note 490.

¹⁸ Ibid.

¹⁹ Schumacher, Contract Formation (Vertragsgestaltung), Note 721.

3 Festlegung von Anforderungen an die Qualität von Baustoffen

Anforderungen an die Qualität von Baustoffen werden in den Ausschreibungsunterlagen umschrieben²⁰. Die Ausschreibungsunterlagen werden durch den Bauherrn oder den von ihm mit der Projektierung betrauten Ingenieur erstellt.

Die Bestandteile der Ausschreibungsunterlagen sind in Artikel 7 Absatz 2 SIA 118 aufgeführt: Es sind dies die vorgesehene Vertragsurkunde, die besonderen Bestimmungen, die Leistungsverzeichnisse, die Pläne und das Verzeichnis der allgemeinen Bestimmungen. Diese Aufzählung entspricht der zwischen den Bestandteilen geltenden Rangordnung²¹.

Die Ausschreibungsunterlagen werden bei Annahme der Offerte des Unternehmers durch den Bauherrn ihrerseits ein Vertragsbestandteil²², der gegenüber der unterzeichneten Vertragsurkunde und dem Angebot des Unternehmers nachgeht²³.

Nach Artikel 6 Abs. 2 SIA 118 müssen die Ausschreibungsunterlagen alle Angaben enthalten, die erforderlich sind, damit sich die Unternehmer in der Submissionsphase „über den Inhalt des beabsichtigten Vertrages Klarheit verschaffen können, insbesondere über Art, Umfang und Besonderheit der Bauarbeit“²⁴. Gemeint sind damit auch alle Angaben zu den bei der Herstellung des Bauwerks zu verwendenden Baustoffe und deren Eigenschaften²⁵.

Für den Untertagbau ist diesbezüglich auf Ziffer 8.1.2.1 SIA 118/198 hinzuweisen, wonach der Bauherr in den Ausschreibungsunterlagen nebst den „grundlegenden Erwägungen, die zum Entwurf des ausgeschriebenen Projekts geführt haben“ auch die „Anforderungen an die einzelnen Bauteile betreffend die Tragsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit“ und „die Funktion der Ausbruchsicherung als temporäre oder bleibende Massnahme“ vermittelt. Diese Bestimmung ist als Generalklausel zu verstehen, die im Zusammenhang mit bestimmten Bau- und Bauhilfsmassnahmen zu konkretisieren ist. Nicht abschliessende Spezialbestimmungen finden sich in der gleichen Norm im Zusammenhang mit einzelnen Baumassnahmen und Bauhilfsmassnahmen, etwa im Kapitel über Ausbruchsicherungen: Für Spritzbeton hat der Bauherr die Anforderungen an dessen Oberfläche festzulegen²⁶, für Tübbinge die Anforderungen bezüglich Dichtigkeit und Oberfläche²⁷. Weiterführende Vorgaben finden sich in den technischen Normen, namentlich in der Norm SIA 198²⁸.

²⁰ Art. 136 Abs. 1 SIA 118.

²¹ Art. 7 Abs. 3 SIA 118.

²² Art. 20 Abs. 2 Ziff. 2 SIA 118.

²³ Art. 21 Abs. 1 SIA 118.

²⁴ Art. 6 Abs. 2 SIA 118.

²⁵ Egli, Kommentar zur SIA Norm 118, Anm. 13 zu Artikel 6.

²⁶ Ziff. 16.3.1.2 SIA 118/198.

²⁷ Ziff. 16.5.1.2 SIA 118/198.

²⁸ Vgl. bspw. Ziff. 2.5.1.4 SIA 198 betreffend Anforderungen an die Ring-spaltverfüllung (Baustoff).

3 Determining Construction Quality Requirements

Requirements to the quality of construction materials are specified in the RFT documentation²⁰. The RFT documentation is prepared by the principal or the design engineer designated by him.

The constituent parts of the RFT documentation are described in SIA 118 Article 7, Section 2: They include the provided contract documents, the special conditions, the bills of quantities (BOQ), the plans, and the list of general terms and conditions. This listing reflects the hierarchy among the constituent parts²¹.

Upon acceptance of the contractor's bid by the principal, the RFT documents themselves become an integral component of the contract²², subordinate to the signed contract document and the contractor's bid²³.

According to SIA 118 Article 6, Sec. 2, the RFT documentation must include all information necessary to provide the contractor, at the submission stage, with "the ability to clearly understand the contents of the intended agreement and in particular the nature, scope, and particularities of the construction work."²⁴ This also includes all information relating to the construction materials that are to be used in building the structure, and their characteristics²⁵.

With respect to underground construction, reference must be made to SIA 118/198 Clause 8.1.2.1, according to which the principal must convey in the RFT documents, in addition to the "underlying considerations which resulted in the design, for which tenderers are invited," the "requirements for the individual components in terms of load-bearing capacity and serviceability" and "the function of the excavation support as a temporary or permanent measure." This provision is deemed a general term which must be specified in light of particular construction and support measures. The same standard includes a non-exhaustive list of special conditions in connection with individual construction measures and auxiliary construction measures for construction projects and methods, for example in the chapter on rock support: The principal must establish the surface requirements for shotcrete²⁶, and requirements for density and surface in the case of precast concrete tunnel segments²⁷. Additional provisions are set forth in the technical standards, namely, in the SIA 198 standard²⁸.

²⁰ Art. 136 Sec. 1 SIA 118.

²¹ Art. 7 Sec. 3 SIA 118.

²² Art. 20 Sec. 2 Cl. 2 SIA 118.

²³ Art. 21 Sec. 1 SIA 118.

²⁴ Art. 6 Sec. 2 SIA 118.

²⁵ Egli, Comments on SIA Standard 118 (Kommentar zur SIA Norm 118), Note 13 on Article 6.

²⁶ Cl. 16.3.1.2 SIA 118/198.

²⁷ Cl. 16.5.1.2 SIA 118/198.

²⁸ Compare e.g. Cl. 2.5.1.4 SIA 198 regarding requirements for annular gap backfilling (construction material).

Die in Artikel 136 Absatz 1 SIA 118 erwähnten Anforderungen sind in erster Linie in den besonderen Bestimmungen und in den Leistungsverzeichnissen enthalten.

Die besonderen, durch das Projekt bedingten Bestimmungen ergeben sich nach Artikel 7 Absatz 2 Ziffer 2 der im Jahr 2013 revidierten Norm SIA 118 „aus der Lage des Bauprojekts, der Beschaffenheit des Baugrundes, dem gewünschten Bauvorgang, den speziellen *Anforderungen an die Qualität*, an die Organisation und an die Arbeitsabläufe (Qualitätsmanagement) und aus der Zweckbestimmung des Werkes“²⁹. Die möglichen Inhalte der besonderen Bestimmungen sind ebenso zahlreich wie vielfältig. Die in besagter Bestimmung erwähnten „Anforderungen an die Qualität“ können sich auf das Bauwerk beziehen oder auf Baustoffe, um die im Leistungsverzeichnis aufgeführten Leistungen näher zu umschreiben.

Das Leistungsverzeichnis „beschreibt jede Leistung unter Angabe von Materialqualitäten und voraussichtlichen Mengen; es verweist auf das Bestehen allfälliger objektbedingter Bestimmungen für ihre Ausführung“³⁰. Nach Artikel 8 Absatz 3 SIA 118 ist das Leistungsverzeichnis so einzurichten, „dass der Unternehmer nur noch die von ihm angebotenen Preise anzugeben hat und hierfür das Leistungsverzeichnis verwenden kann“³¹. Das Leistungsverzeichnis muss also schlüssig sein, was namentlich auch für die darin festzulegenden „Materialqualitäten“ gilt³²; es geht dabei um Anforderungen in Bezug auf Eigenschaften, welche die für die Herstellung des Bauwerks zu verwendenden Baustoffe aufweisen sollen³³. Zu diesem Zweck muss das Leistungsverzeichnis auch übersichtlich und vollständig sein³⁴. Aus den Grundsätzen der Vollständigkeit und Schlüssigkeit folgt, dass bei der Festlegung von Anforderungen an die Qualität von Baustoffen ein exakter Bezug zu den einzelnen Leistungen zwingend ist. Diesem grundlegenden Erfordernis kann der Bauherr gerecht werden, indem er die massgebenden Einzelheiten entweder direkt im Leistungsverzeichnis umschreibt oder zwischen den einzelnen Positionen im Leistungsverzeichnis und einzelnen Stellen in den besonderen Bestimmungen gut nachvollziehbare individuelle Verknüpfungen herstellt. Generelle oder pauschale Verweisungen im Leistungsverzeichnis auf die besonderen Bestimmungen genügen nicht³⁵.

Aus den Grundsätzen der Vollständigkeit und Schlüssigkeit folgt weiter, dass die im Leistungsverzeichnis enthaltenen Angaben und Anforderungen sowohl in sich als auch in Bezug auf die anderen Bestandteile der Ausschreibungsunterlagen bzw. des Vertrages, namentlich auf die besonderen Bestimmungen, frei von Widersprüchen sein müssen.

The requirements set forth in SIA 118 Article 136, Section 1 are primarily contained in the special conditions and in the BOQs.

According to Article 7, Section 2, Clause 2 of Standard SIA 118, as amended in 2013, the special project-related requirements are derived from “the location of the construction project, the properties of the construction site, the desired construction process, any special *quality requirements*, organization and work procedures (quality management), and from the facility’s intended use”²⁹. The specific content of the special conditions are as numerous as they are varied. The “quality requirements” mentioned in these provisions may refer to the structure or to construction materials in order to describe the work items set forth in the BOQ.

The BOQ “describes each work item by indicating the material qualities and estimated quantities; it refers to the existence of project-specific conditions as to their execution”³⁰. Under SIA 118 Article 8, Section 3, the BOQ must be organized such “that the contractor will only need to provide the prices offered by him for the project, and may use the BOQ to do so.”³¹. Accordingly, the BOQ must be conclusive, which also applies to the “quality of materials” to be established therein³². In that case, the requirements relate to the characteristics that the construction materials to be used in building the structure must have³³. Accordingly, the performance specifications must be consistent and complete³⁴. It follows from the principles of completeness and conclusiveness that in establishing the construction material requirements a call for exact references to each individual work item is inevitable. The principal can meet this essential requirement by either directly describing the critical details in the BOQ or by establishing easily understandable connections between each individual work item and specific passages in the special conditions. General or sweeping references in the performance specifications to other requirements are insufficient³⁵.

The principles of completeness and conclusiveness also demand that the statements and requirements in the BOQ be free of contradictions, both in themselves and with regard to constituent parts of the RFT documentation or contract, namely with respect to the special conditions.

Where the requirements set forth in the RFT documentation are incomplete, the materials to be used must meet the accepted standards described in SIA 118 Article 136, Section 1, including the general quality requirements thereof. A

²⁹ Hervorhebung hinzugefügt.

³⁰ Art. 8 Abs. 2 SIA 118, Hervorhebung hinzugefügt.

³¹ Art. 8 Abs. 3 SIA 118; Ziff. 1.1.6 SIA 118/198.

³² Art. 8 Abs. 2 SIA 118.

³³ Egli, Kommentar zur SIA Norm 118, Anm. 10 zu Artikel 8.

³⁴ Art. 8 Abs. 1 SIA 118.

³⁵ Schumacher, Vergütung, Rz. 124.

²⁹ Emphasis added.

³⁰ Art. 8 Sec. 2 SIA 118, Emphasis added.

³¹ Art. 8 Sec. 3 SIA 118; Cl. 1.1.6 SIA 118/198.

³² Art. 8 Sec. 2 SIA 118.

³³ Egli, Comments on SIA Standard 118 (Kommentar zur SIA Norm 118), Note 10 on Article 8.

³⁴ Art. 8 Sec. 1 SIA 118.

³⁵ Schumacher, Compensation (Vergütung), Note 124.

Wenn es an in den Ausschreibungsunterlagen festgelegten Anforderungen fehlt, müssen die zu verwendenden Baustoffe nach Artikel 136 Absatz 1 SIA 118 den anerkannten Normen entsprechen, mithin den darin enthaltenen allgemeinen Qualitätsanforderungen. Die einschlägigen Regeln der Technik und die technischen Normen sind sowohl dem professionellen Bauherrn, dem von ihm mandatierten Ingenieur als auch dem Unternehmer bekannt. Ihre Einhaltung durch den Unternehmer darf vorausgesetzt werden. Es darf aber auch vorausgesetzt werden, dass die besonderen Qualitätsanforderungen in den durch den Bauherrn erstellten Ausschreibungsunterlagen kompatibel sind mit den lückenfüllend zu beachtenden allgemeinen Qualitätsanforderungen.

Die Einigung über die Qualität von Baustoffen zwischen dem Bauherrn und dem Unternehmer erfolgt in zwei Schritten: Abgabe der Offerte durch den Unternehmer und Annahme der Offerte durch den Bauherrn. Der Unternehmer erstellt seine Offerte gestützt auf Angaben und Anforderungen in den durch den Bauherrn erstellten Ausschreibungsunterlagen, auf deren Richtigkeit und Zweckmässigkeit er vertrauen darf. Dieses Vertrauen ist vor allem dann gerechtfertigt, wenn der Bauherr für die Erstellung der Ausschreibungsunterlagen professionelle Dritte beigezogen hat und/oder gut ausgebildete und erfahrene Fachleute in seinen eigenen Reihen weiss; beides ist im Untertagebau die Regel. Die sich aus Grundsätzen der Vollständigkeit und Schlüssigkeit des Leistungsverzeichnisses ergebende Entbindung von der Prüfungspflicht ist umfassend³⁶; sie bezieht sich auf alle Angaben des Bauherrn, einschliesslich der Ausschreibungsunterlagen und der darin enthaltenen Anforderungen³⁷. Hingegen gilt sie nicht uneingeschränkt: Infolge seiner Sorgfaltspflicht ist der Unternehmer während der Ausführung der Bauarbeiten verpflichtet, dem Bauherrn offensichtliche Lücken und Mängel im Leistungsverzeichnis und in den besonderen Bestimmungen anzuzeigen³⁸. Schumacher erklärt diesbezüglich sehr zutreffend: „Eine offensichtliche Unrichtigkeit springt in die Augen; sie ist augenfällig und deshalb unübersehbar. Was für die abklärenden, projektierenden und ausschreibenden sachverständigen Hilfspersonen des Bauherrn nicht offensichtlich war, ist meistens für den Unternehmer ebenfalls nicht augenfällig.“³⁹ Während sich der Bauherr für die Erstellung der Ausschreibungsunterlagen genügend Zeit nehmen kann, steht der Unternehmer bei deren Analyse und der Kalkulation prozessbedingt unter Zeitdruck⁴⁰. Obwohl der Unternehmer über Fachwissen und einschlägige Erfahrung verfügt, kann von ihm in der Submissionsphase grundsätzlich nicht erwartet werden, dass er im Zusammenhang mit Anforderungen an die Qualität von Baustoffen möglicherweise bestehende, nicht offensichtliche Fehler oder Widersprüche erkennt. Bei der Beantwortung der Frage,

professional principal, the engineer retained by him, as well as the contractor know the applicable technical rules and technical standards. One can appropriately assume that the contractor will comply with those rules and standards. But it may also be assumed that the specific quality requirements set forth in the RFT documentation prepared by the principal will be compatible with any gap filling quality requirements that must be complied with.

The principal and the contractor agree on the quality of construction materials in two steps: submission of the offer by the contractor and acceptance of that offer by the principal. The contractor may rely on, and will prepare his offer based on, the accuracy and suitability of the information and requirements set forth in the RFT documentation prepared by the principal. This reliance is justified in particular when the principal turns to a professional third party consultant to prepare the RFT documentation and/or to well-trained and experienced specialists in his employ; either of which is common in underground construction. The principles of completeness and conclusiveness of BOQs provide a full release from the duty to investigate³⁶. That release applies to all information provided by the principal, including the RFT documentation and any requirements contained therein³⁷. But that release is not without limitation: Given his duty of care, the contractor must notify the principal of obvious gaps and defects in the BOQ and the special conditions during the execution of the construction³⁸. Schumacher states very aptly that “obvious inaccuracies are immediately recognizable; they are evident and thus cannot be overlooked. What is not obvious to the principal’s assistants – who make clarifications, detail the project, and submit the RFT – is generally also not obvious to the contractor.”³⁹ While the principal can take as much time as required to prepare the RFT documentation, the contractor faces time pressures due to the procurement process when he conducts his analyses and calculations⁴⁰. Even though the contractor may know the industry and have relevant experience, one could not expect him, during the submission phase, to observe potentially existing, non-obvious, errors or contradictions relating to construction material quality requirements. To determine which errors and contradictions could have been observed in specific cases, one would have to consider the level of the project’s complexity, the readability and transparency of the RFT documentation, and the time the contractor had available to process the RFT.

4 Conclusion

When the principal’s RFT documentation establishes quality requirements for construction materials used to execute the works, the principal interferes with the contractor’s

³⁶ Art. 25 Abs. 3 SIA 118.

³⁷ Schumacher, Vergütung, Rz. 125.

³⁸ Art. 25 SIA 118.

³⁹ Schumacher, Vergütung, Rz. 131.

⁴⁰ Schumacher, Vergütung, Rz. 495.

³⁶ Art. 25 Sec. 3 SIA 118.

³⁷ Schumacher, Compensation (Vergütung), Note 125.

³⁸ Art. 25 SIA 118.

³⁹ Schumacher, Compensation (Vergütung), Note 131.

⁴⁰ Schumacher, Compensation (Vergütung), Note 495.

welche Fehler und Widersprüche im Einzelfall zu erkennen gewesen wären, wird namentlich auf die technische Komplexität des Projekts, die Lesbarkeit und Nachvollziehbarkeit der Ausschreibungsunterlagen und die dem Unternehmer für die Erarbeitung der Offerte zur Verfügung stehende Zeit einzugehen sein.

4 Fazit

Indem der Bauherr in den Ausschreibungsunterlagen Anforderungen an die Qualität der zur Herstellung des Bauwerks verwendeten Baustoffe festlegt, greift er in die grundsätzlich dem Unternehmer überlassene Wahl der Baustoffe ein. Auf diese Weise kann der Bauherr die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks beeinflussen. Gleichzeitig schafft der Bauherr beim Unternehmer ein berechtigtes Vertrauen darauf, dass die Einhaltung der festgelegten Anforderungen zielführend ist und eine vertragskonforme Ausführung der Arbeiten ermöglicht – nicht nur in Bezug auf das Herstellungsergebnis, sondern auch auf den Herstellungsprozess.

traditional role of selecting the construction materials. In this way, the principal is able to influence the serviceability and durability of the structure. At the same time, the contractor can justifiably rely on the principal in assuming that compliance with the established requirements will be expedient and will permit the project to be executed in compliance with contract requirements – not only in regard to production outcomes, but also in regard to production processes.

Literatur/Bibliography

- [1] Gauch Peter, Der Werkvertrag, 5. Aufl., Zürich 2011
- [2] Gauch Peter (Hrsg.), Kommentar zur SIA Norm 118, Art. 38-156, Zürich 1992
- [3] Gauch Peter/Stöckli Hubert (Hrsg.), Kommentar zur SIA Norm 118, Art. 1-37, Zürich 2009
- [4] Schumacher Rainer, Die Vergütung im Bauwerkvertrag, Freiburg 1998
- [5] Schumacher Rainer, Vertragsgestaltung – Systemtechnik für die Praxis, Zürich 2004

Peter Wellauer, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Holcim (Schweiz) AG, Zürich/CH
Jürg Schlumpf, Dipl. Bau-Ing. HTL, Sika Services AG, Zürich/CH

Beton

Technische Möglichkeiten und praktische Machbarkeit

Der Spagat zwischen „technischer Möglichkeit“ und „praktischer Machbarkeit“ ist der Schwerpunkt dieses Artikels. Zum Thema der technischen Möglichkeiten werden vor allem die Dauerhaftigkeitsanforderungen an Beton beschrieben. Unter dem Gesichtspunkt der praktischen Machbarkeit werden Umsetzung und Grenzen dieser Anforderungen aufgezeigt. An Bauprojekten wie der Metro Doha in Katar, einem Büroneubau in Zürich, dem Belchen-Strassentunnel und dem Pumpspeicherwerk Nant de Drance werden verschiedene Aspekte der Dauerhaftigkeit in diesem Spannungsfeld beleuchtet.

Concrete

Engineering Options and practical Feasibility

This paper focuses on the balance to be struck between existing “engineering options” and their “practical feasibility”. Regarding engineering options, the paper concentrates on describing durability criteria for concrete. The practical feasibility part critically reviews the implementation and limitations of these criteria. Construction projects such as the Metro lines in Doha, Qatar, a new office building in Zurich, the Belchen road tunnel and the Nant de Drance pumped-storage project are examined with a view to highlighting various aspects of durability within this delicate balance.

1 Einleitung

Beton ist der mit Abstand bedeutendste Baustoff unserer Zeit, überall verfügbar, fast beliebig formbar und äusserst kosteneffizient. Der grösste Vorteil des Baustoffes Beton, nämlich seine vermeintliche Einfachheit, beinhaltet gleichzeitig auch sein grösstes Risiko. Jeder kann Beton herstellen und verbauen. Das ist ein Grund für das oft schlechte Image bezüglich seiner Dauerhaftigkeit und Ästhetik (und das, obwohl Ästhetik ja bekanntlich Geschmacksache ist).

Die zentrale Grösse von Betondauerhaftigkeit ist durch den Wasser/Zement-Wert beschrieben: Theoretisch je tiefer desto besser, in dieser Konsequenz in der Praxis aber fast nie umsetzbar, gilt es den richtigen Kompromiss zu finden. Am Beispiel w/z-Wert lässt sich das hervorragend beschreiben. Konstruktionsbeton benötigt für eine hochwertige Verarbeitung eine gewisse Mindestmenge an Wasser. Diese beträgt ca. 140 l/m³ Beton, wie unzählige praktische Erfahrungen gezeigt haben.

Immer gibt es natürlich Einzelanwendungen, bei denen der Wert unterschritten werden kann, aber die Regel gilt. Was es bedeutet, wenn aus Untersuchungen oder Vorabklärungen nun hervorgeht, dass ein bestimmter w/z-Wert am besten geeignet ist, verdeutlicht [Tabelle 1](#).

Die Tabelle zeigt, dass „zu tiefe“ w/z-Wert-Anforderungen rasch mehr Nachteile als Vorteile bereiten können, sei es die

1 Introduction

Concrete is by far the most important construction material of our times; it is available everywhere, mouldable into any conceivable shape and exceedingly cost-efficient. The most significant benefit of concrete, however, which is its supposed simplicity, also entails its greatest risk: anyone can produce and pour concrete, which is why it often suffers a bad image with respect to its durability and aesthetic appeal (even though the latter is, obviously, a matter of taste).

The key parameter that describes concrete durability is its water/cement ratio: in theory, this equates to the assumption of “the lower, the better”; in actual practice, however, this approach is almost impossible to implement because an appropriate compromise solution needs to be agreed upon depending on the specific case. The w/c ratio is a prime example to underscore this fact. For high-end applications, structural concrete requires a certain minimum amount of water, which equals about 140 l/m³ of concrete, as has been demonstrated by countless practical examples.

Yet there will always be specific uses where this ratio can be lower; but this basic rule applies nonetheless. [Table 1](#) illustrates what it means to identify the most appropriate w/c ratio on the basis of tests or preliminary specifications.

Le béton

Possibilités techniques et faisabilité pratique

Cet article met l'accent sur le grand écart qui existe entre la « possibilité technique » et la « faisabilité pratique ». Du côté des possibilités techniques, il décrit avant tout les exigences de durabilité posées au béton. La mise en œuvre et les limites de ces exigences sont considérées dans l'optique de la faisabilité pratique. Différents aspects de la durabilité sont examinés dans ce contexte, à l'exemple de projets en construction comme le métro Doha au Qatar et la centrale de pompage-turbinage Nant de Drance.

Calcestruzzo

Possibilità tecniche e fattibilità pratiche

L'argomento centrale di questo articolo è l'equilibrio fra "possibilità tecniche" e "fattibilità pratiche". Riguardo al tema delle possibilità tecniche viene soprattutto descritta la capacità di durata del calcestruzzo. Dal punto di vista delle possibilità tecniche vengono indicati i campi e i limiti di queste applicazioni. Per i progetti di costruzione come la metropolitana di Doha in Qatar, un palazzo di uffici a Zurigo, la galleria stradale del Belchen e la centrale di pompaggio di Nant de Drance, vengono trattati diversi aspetti della longevità del calcestruzzo in queste situazioni.

Schwierigkeit, den Beton fachgerecht und homogen einzubauen, die Entwicklung des erhärteten Betons bezüglich seines Schwindens und der Sprödigkeit oder sei es auch nur wegen der oft sehr hohen, meist unerwünschten Endfestigkeiten.

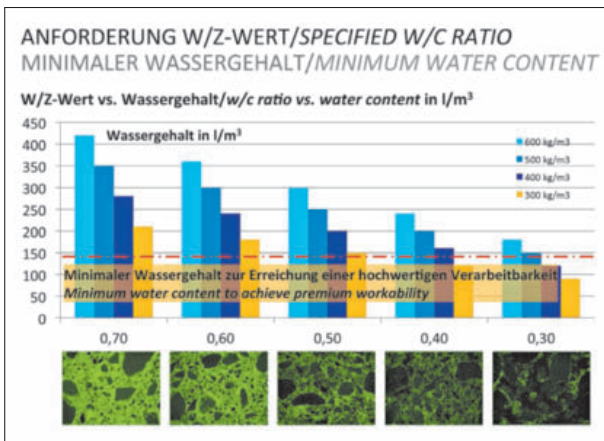
Aus dieser Erkenntnis gilt es, für das spezifische Projekt die richtigen Schlüsse aus dem zuvor erstellten Dauerhaftigkeitskonzept zu ziehen. Alle diese Resultate müssen

This table shows that specified w/c ratios that are "too low" may soon lead to a situation where the disadvantages outweigh the benefits, including difficulties encountered when trying to pour concrete to a good standard of workmanship whilst ensuring its homogeneity, the changes observed in hardened concrete over time with respect to its shrinkage and brittleness, or its often very high final strength levels, which are unwanted in most cases.

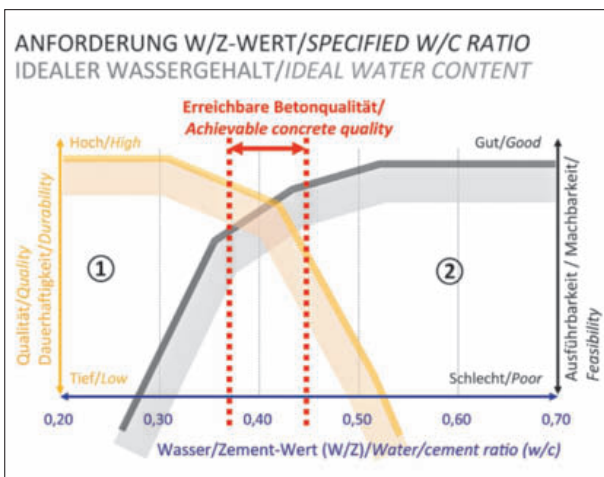
w/z-Wert/ w/c ratio Gefordert/ required:	Wassergehalt/ water content Minimal erforderlich/ required minimum:	Zementgehalt/ cement content Zur Erreichung des w/z-Wertes/to achieve the w/c ratio:	Anmerkungen/comments
0,50	ca. 140 l/m ³	≥ 280 kg/m ³	Es muss sichergestellt werden, dass die Verarbeitbarkeit gesichert ist./Care must be taken to ensure appropriate workability. Beispiel/Example: Pumpbeton: Total ≤ 0,125 mm: ≥ 400 kg/m ³ Pumped concrete: total ≤ 0,125 mm: ≥ 400 kg/m ³ Selbstverdichtender Beton : Total ≤ 0,125 mm: ≥ 500 kg/m ³ Self-compacting concrete: total ≤ 0,125 mm: ≥ 500 kg/m ³
0,40	ca. 140 l/m ³	≥ 350 kg/m ³	Es muss sichergestellt werden, dass die Weichheit mit Fließmitteln (FM) erreicht werden kann./Care must be taken to ensure that the required softness can be achieved by adding plasticisers. Beispiel/Example: Zement/cement 350 kg/m ³ & w/z-Wert 0,50: → 9,6 x 10 ⁻¹² m ² /s Zement/cement 350 kg/m ³ & w/z-Wert 0,42: → 6,0 x 10 ⁻¹² m ² /s
0,30	ca. 140 l/m ³	≥ 450 kg/m ³	Es muss sichergestellt werden, dass das Schwinden die Vorteile des tiefen w/z-Werts nicht überkompensiert./Care must be taken to ensure that shrinkage does not over-compensate the benefits of the low w/c ratio. Beispiel/Example: Zementgehalt/cement content 500 kg/m ³ : → $\epsilon_{cs(182d)}$: 0,55 ‰ Zementgehalt/cement content 250 kg/m ³ : → $\epsilon_{cs(182d)}$: 0,30 ‰

Tabelle 1 Einfluss des minimalen Wassergehaltes auf den Zementgehalt

Table 1 Influence of minimum water content on cement content



1 Einfluss des Zementgehaltes auf den minimalen Wasserbedarf
Influence of cement content on the minimal required water consumption



2 Matrix zwischen technischen Möglichkeiten und praktischer Machbarkeit; Legende: ① Beeinflussung durch: Qualität des Bindemittels, Fachwissen der Arbeiter, Qualitätssicherungskonzept, Dauerhaftigkeit des Betonkonzeptes; ② Beeinflussung durch: Qualität der vorhandenen Gesteinskörnungen, Lokale Bedingungen (Temp./Feuchtigkeit/...), Praktische Erfahrung der Arbeiter, Baustellenüberwachung

Matrix between engineering options and practical feasibility
Legend: ① Influenced by: quality of binder, expertise of workers, quality control concept, durability of concrete concept;
② Influenced by: quality of available mineral aggregates, local conditions (temp./humidity/...), practical experience of workers, site supervision

schliesslich mit der zur Ausführung gelangenden Verarbeitungsweise des Betons in Einklang gebracht werden. Umgesetzt auf einem sehr hohen Niveau wurde dieses Erkenntnis für die Beton- und Abdichtungsarbeiten am Gotthard-Basistunnel. Mit genügend zeitlichem Vorlauf mussten sich die Betonkonzepte nicht nur in der Theorie bezüglich der Dauerhaftigkeit beweisen, sondern bei möglichst realistischen Verhältnissen auch die praktische Ausführbarkeit gewährleisten (Präqualifikation). Die nachfolgenden Beton-Praxisbeispiele sollen das Spannungsfeld zwischen den technischen Herausforderungen und der praktischen Machbarkeit aufzeigen.

This finding should be put to good use in order to draw the right project-specific conclusions from the previously prepared durability concept. Finally, all these findings need to be reconciled with the selected concrete pouring method, which was done, for example, to a very high quality standard with respect to concreting and sealing works in the Gotthard Base Tunnel project. A sufficiently long lead time was scheduled during which the individual concrete concepts were examined theoretically in terms of their durability, but also had to stand the test of practical feasibility under conditions that came as close as possible to reality (pre-qualification). The practical concrete construction examples outlined in the following sections of this paper should illustrate the delicate balance to be struck between engineering challenges and practical feasibility.

2 Chloride Resistance as a Durability Criterion (Reinforcement Corrosion)

Chlorides accelerate the early hardening of concrete. Chloride-containing concrete usually sets more quickly. Chlorides are not harmful to the hardened concrete but attack the reinforcement embedded in the structure, which is why the maximum permissible chloride contents in concrete are specified in the SN EN 206-1 standard, Table NA.4: Cl 0.20 (0.20 %) for reinforcing steel and Cl 0.10 (0.10 %) for prestressing steel.

In any structure exposed to either de-icing salt (exposure class XF) or other chlorides (XD), seawater (XS) or chemical attack by naturally occurring soil or groundwater (XA), the concrete must be sufficiently resistant to these actions, or an external protective layer must be applied.

One example of a strongly exposed project is the construction of the Metro lines in Doha, Qatar. Groundwater analyses proved sulphate loads of more than 1,600 mg/l but less than 3,000 mg/l, corresponding to class XA2. Chloride loads were measured at a minimum of 64 mg/l and a maximum of 54,000 mg/l whereas the mean value was about 4,000 mg/l. Both findings require an exceedingly high quality standard the concrete must adhere to.

In Switzerland, the chloride resistance of concrete is measured according to the SIA 262/1 standard, Annex B. For this purpose, the so-called chloride migration resistance D_{Cl} [m^2/s] is determined, for which SN EN 206-1, Table NA.14, specifies a limit of $D_{Cl} \leq 10 \times 10^{-12} m^2/s$. On an international scale, most tests are performed in accordance with NT BUILD 492 or ASTM C 1202. NT BUILD 492 is comparable to SIA 262/1.

The German Instructions for Water Engineering Structures specify the following permissible migration coefficients depending on the applicable exposure class: $\leq 10 \times 10^{-12} m^2/s$ (XS3, XD2) or $\leq 5 \times 10^{-12} m^2/s$ (XS3, XD3).

The chloride load concrete is exposed to is influenced by the presence of chlorides but also by the location of the structural component (immersed in water, located at the water

2 Chloridwiderstand als Dauerhaftigkeitskriterium (Bewehrungskorrosion)

Chloride beschleunigen die Früherhärtung von Beton. Chloridhaltiger Beton steift in der Regel rascher an. Chloride schaden dem erhärteten Beton nicht, aber Chloride greifen die Bewehrung der Konstruktion an. Darum sind die maximal zulässigen Chloridgehalte im Beton in der SN EN 206-1 Tabelle NA.4 festgelegt: Cl 0,20 (0,20 %) mit Betonstahlbewehrung und Cl 0,10 (0,10 %) mit Spannstahlbewehrung.

Liegt ein Bauwerk nun exponiert, entweder dem Streusalz (XF) oder anderen Chloriden (XD), dem Meerwasser (XS) oder chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser (XA) ausgesetzt, muss der Beton dieser Belastung genügend Widerstand entgegensetzen können oder mittels einer externen Schicht geschützt werden.

Als Beispiel stark exponierter Art wird der Bau der Metro Strecken in Doha (Katar) aufgeführt. Die Grundwasseranalysen zeigen dort Werte bei der Sulfatbelastung von über 1600 mg/l, aber unter 3000 mg/l, also XA2. Bei der Chloridbelastung liegen Extremwerte von 64 mg/l bis 54000 mg/l vor, der Hauptwert liegt um 4000 mg/l. Beides führt zu höchsten Ansprüchen an die Qualität des Betons.

Gemessen wird der Chloridwiderstand von Beton in der Schweiz nach SIA 262/1, Anhang B. Dabei wird der sogenannte Chloridmigrationswiderstand D_{Cl} [m^2/s] bestimmt, für welchen nach SN EN 206-1, Tabelle NA.14 ein Grenzwert von $D_{Cl} \leq 10 \times 10^{-12} m^2/s$ festgelegt ist. International wird meist nach NT BUILD 492 oder ASTM C 1202 geprüft. NT BUILD 492 ist mit der SIA 262/1 vergleichbar.

In der Deutschen Anweisung für Wasserbauten wird der zulässige Migrationskoeffizient je nach Expositionsklasse mit $\leq 10 \times 10^{-12} m^2/s$ (XS3, XD2) oder $\leq 5 \times 10^{-12} m^2/s$ (XS3, XD3) festgelegt.

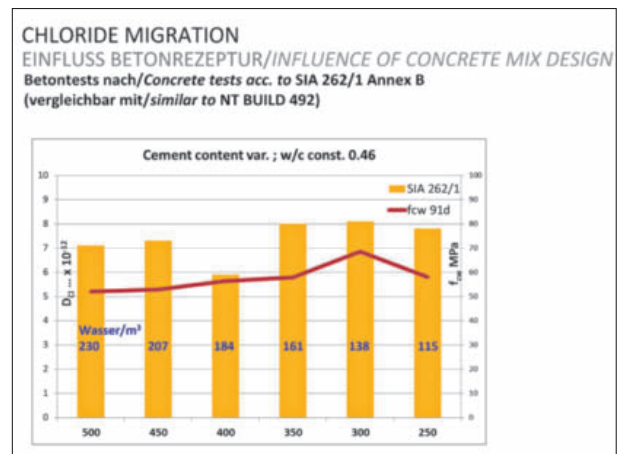
Beeinflusst wird die Chloridbelastung für den Beton neben dem Angebot an Chloriden auch durch die Lage des Bauteils (unter Wasser, Grenzwasserbereich oder Sprühbereich), die geplante Nutzungsdauer, die Temperaturverhältnisse und die Betonqualität.

Der Widerstand des Betons gegen Chlorideindringung kann anhand verschiedener Massnahmen verbessert werden. Aus umfangreichen Versuchen und weltweiten Erfahrungen zeigt sich aber, dass nur bei gleichzeitiger Anwendung der beiden Hauptmassnahmen (Bindemittelart und Wassergehalt) die heutzutage geforderten Grenzwerte von unter $D_{Cl} : 2 \times 10^{-12} m^2/s$ zu erreichen sind. Es hat sich auch gezeigt, dass die Erhöhung der Zementgehalte keine Verbesserung der Resultate bringt und dass durch die alleinige Reduktion des Wassergehaltes „lediglich“ Werte von ca. $D_{Cl} : 3-4 \times 10^{-12} m^2/s$ erreicht werden können.

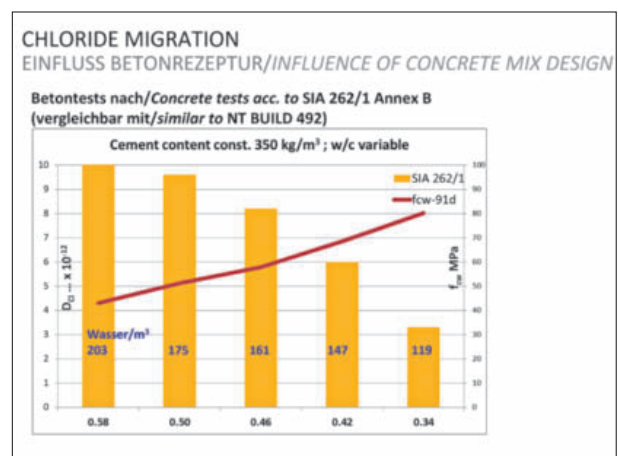
boundary or in a spray water area), its intended service life, temperature conditions and concrete quality.

Various measures can be implemented to enhance the resistance of concrete to chloride migration. However, comprehensive tests and the experience gained on a worldwide scale have shown that the currently applicable limit of $D_{Cl} : 2 \times 10^{-12} m^2/s$ can be achieved only if the two main measures (type of binder and water content) are applied simultaneously. Furthermore, it has been demonstrated that increased cement contents will not lead to an improved outcome and that a reduction in the water content alone will “only” achieve values in the range of $D_{Cl} : 3-4 \times 10^{-12} m^2/s$.

Nowadays, so-called “triple blends” (i.e. binder mixtures that contain three components) are used in many major international projects whilst reducing the water content such that specified limits are adhered to. For instance, 65 % of ground



3 Einfluss des Portlandzementgehaltes bei gleichbleibendem w/z-Wert auf den Chloridwiderstand
Influence of Portland cement content on chloride resistance at a constant w/c ratio



4 Einfluss des Wassergehaltes bei gleichem Portlandzementgehalt auf den Chloridwiderstand
Influence of water content on chloride resistance at a constant Portland cement content

Betonkomponente/Concrete component	Typ/Type	Gehalt/Content
Bindemittel/Binder	Portlandzement/Portland cement (OPC)	140 kg/m ³
	Hüttensand/Blast-furnace slag (GGBFS)	285 kg/m ³
	Silikastaub/Silica fume (SF)	25 kg/m ³
Gesteinskörnungen/Mineral aggregates	Gabbro-Steine/Gabbro aggregates gewaschener Sand/Washed sand	20 mm
Wassergehalt/Water content	w/z-Wert/w/c ratio: 0,34	155 l/m ³
Fließmittel/Plasticiser		1,00 %

Table 2 Betonrezepturen für die Betontübbinge bei der Metro Doha

Table 2 Concrete mix designs for the tunnel lining segments used in the Metro Doha project

In vielen internationalen Referenzprojekten werden heutzutage sogenannte „triple blends“, Bindemittelmischungen aus drei Komponenten, eingesetzt und gleichzeitig der Wassergehalt soweit reduziert, dass die geforderten Grenzwerte erreicht werden können. Als Bindemittel werden zum Beispiel 65 % Hüttensand (GGBFS), 30 % Portlandzement (OPC) und 5 % Silikastaub (SF) eingesetzt und der Wasser/Bindemittel-Wert unter 0,40 eingestellt. In vielen Objekten liegt der Wert zwischen 0,32 und 0,38. Mit dieser Kombination der Massnahmen können Chloridwiderstandswerte von unter D_{Cl} : $2 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ erreicht werden.

Auch beim Bau der Metrostrecken in Doha (Katar), welche bis zum FIFA 2022 World Cup in wesentlichen Teilen fertig gestellt werden müssen, wird auf das Konzept der „triple blends“ gesetzt. In den Untersuchungen wurden zudem der maximale Wassergehalt auf w/z-Werte von ca. 0,38 und der maximale Silikastaubgehalt auf 5 % festgelegt. Basierend auf den Dauerhaftigkeitsberechnungen wurde die Betonüberdeckung definiert.

granulated blast-furnace slag (GGBFS), 30 % of Portland cement (OPC) and 5 % of silica fume (SF) are used as binders whilst setting the water/binder ratio to less than 0.40. Many projects use w/b ratios between 0.32 and 0.38. This combination of measures achieves chloride resistance values of less than D_{Cl} : $2 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.

The “triple blend” approach is also used in the construction of the Metro lines in Doha, Qatar, whose main sections are scheduled for completion before the FIFA 2022 World Cup. Related tests were carried out to determine a maximum water content equivalent to a w/c ratio of about 0.38 and a maximum silica fume ratio of 5 %. Concrete covers were defined on the basis of the durability verifications.

3 Sulphate Resistance as a Durability Criterion (Destruction of the Concrete Matrix)

Sulphate attacks on concrete involve a complex combination of chemical and physical processes. This type of



5 Bauarbeiten im A2-Tunnel Belchen

Construction works in the A2 Belchen Tunnel

3 Sulfatwiderstand als Dauerhaftigkeitskriterium (Zerstörung des Betongefüges)

Der Sulfatangriff auf den Beton ist ein komplexer Vorgang, der sowohl chemische als auch physikalische Prozesse miteinander verbindet. Der durch Sulfat treibende Angriff führt zu einer Volumenzunahme des Betons, welche im schlimmsten Fall die komplette Zerstörung des Betongefüges zur Folge hat. Ist ein Bauwerk nun betonangreifenden Wässern, Böden oder Gasen ausgesetzt, unterscheidet die Norm SN EN 206-1 grundsätzlich drei verschiedene Expositionsklassen:

XA1: chemisch schwach angreifende Umgebung

XA2: chemisch mässig angreifende Umgebung

XA3: chemisch stark angreifende Umgebung

Sulfathaltiges Wasser und sulfathaltige Böden sind mehrheitlich im voralpinen Gelände anzutreffen und können auch in Moor- und Sumpfgebieten auftreten. Die Grenzwerte für SO_4 liegen bei 600, 3000 und 6000 mg/l im Grundwasser und bei 3000, 12000 und 24000 mg/kg im Boden.

Als Beispiel für eine mässig angreifende Umgebung sei hier der A2-Tunnel Belchen (Sanierungstunnel) aufgeführt, welcher die typische Gesteinsformation des Faltenjuras durchfährt und durch den darin vorherrschenden Gipskeuper mehrfach belastet wird. Neben der grossen mechanischen Belastung durch die Geologie zirkuliert auch schwach bis mässig sulfatbelastetes Bergwasser (bis 900 mg/l). Deshalb sind Schutzmassnahmen im Rahmen von XA1 bis XA2 erforderlich.

Gemessen und geprüft wird der Sulfatwiderstand gemäss der Norm SIA 262-1, Anhang D. Die Prüfung gilt als Referenzverfahren und besteht aus Tränkungszyklen, gefolgt von einer zweimonatigen Dauerlagerung in einer Natriumsulfatlösung. Die Beurteilung der Betondichtigkeit dient als Mass für den Sulfatwiderstand, wobei als Richtwerte für die Wassereindringtiefe gelten: $\text{XA1} \leq 50 \text{ mm}$ und $\text{XA2/XA3} \leq 30 \text{ mm}$. Die wichtigsten sulfathaltigen Ausgangsstoffe sind Schwefelverbindungen in der Gesteinskörnung (Anhydrit, Gipsstein, Pyrit), gipshaltiges Mischgranulat oder stark sulfathaltiges Zugabewasser (Reaktionen wie bei externen Ursachen).

Die Resistenz gegen Sulfatangriff setzt sich aus einem physikalischen und einem chemischen Widerstand zusammen. Im ersten Fall ist ein bereits erwähntes dichtes Betongefüge massgebend, welches vor allem über den w/z-Wert, die Zementart, eine sorgfältige Verdichtung und eine ausreichend lange Nachbehandlung gesteuert wird. Für den chemischen Widerstand sind der Zement und ggf. eingesetzte Zusatzstoffe ausschlaggebend. Portlandkompositzemente sind zu bevorzugen. Reaktive Zusatzstoffe wie Hüttensand, Flugaschen und Silikastaub haben bei ausreichender Dosierung und Mahlfeinheit einen positiven Effekt. Zusätzlich darf der w/z-Wert je nach Angriff und Expositionsklasse 0,45 respektive 0,50 nicht überschreiten. Als Nachbehand-



6 Abbau Querstollen A2-Tunnel Belchen
Cross passage excavation A2 Belchen Tunnel

attack by sulphate leads to a volume increase of the concrete, which, in the worst case, may result in the complete destruction of the concrete matrix. For any structure exposed to waters, soils or gases that attack the concrete, the SN EN 206-1 standard essentially defines three different exposure classes:

XA1: Slightly aggressive chemical environment

XA2: Moderately aggressive chemical environment

XA3: Highly aggressive chemical environment

Sulphate-containing water and soil predominantly occur in pre-Alpine regions but also in bog and swamp areas. Related SO_4 limits are defined at 600, 3,000 and 6,000 mg/l in groundwater and 3,000, 12,000 and 24,000 mg/kg in soil.

One example of a moderately aggressive chemical environment is the Belchen A2 tunnel project (rehabilitation tunnel), which runs through a rock formation typical of folded Jurassic strata and is exposed to multiple loads due to the gypsum keuper that dominates this zone. High mechanical loads resulting from the geology are complemented by circulating groundwater carrying slight to moderate sulphate loads (up to 900 mg/l), which is why protective measures in accordance with exposure classes XA1 to XA2 are necessary.

Sulphate resistance is measured and tested according to the SIA 262-1 standard, Annex D. This test is considered a reference and involves soaking cycles followed by an uninterrupted two-month period of storage in sodium sulphate solution. The assessment of concrete permeability is used as a parameter to determine sulphate resistance; in this respect, the following water penetration depth guide values were defined: $\text{XA1} \leq 50 \text{ mm}$ and $\text{XA2/XA3} \leq 30 \text{ mm}$. Major sulphate-containing raw materials include sulphur compounds in mineral aggregates (anhydrite, gypsum rock, pyrite), gypsum-containing mixed aggregates or mixing water that contains a high amount of sulphate (involving the same reactions as would be triggered by external causes).



7 Risse in der Kontaktzone Gesteinskorn-Zementstein
Cracking in the contact zone between aggregate particles and cement paste

lungsklasse ist NBK4 zu wählen, insbesondere bei langsam erhärtenden Zementen (z. B. CEM III/B). Bei extremen Umgebungsbedingungen XA3 müssen zusätzlich Kunststoffbeschichtungen, Keramikbeläge oder Beschichtungen mit Ultrahochleistungsfaserbeton (UHFB) aufgebracht werden.

Im Fall Belchen „Gewährleistung Tunnelsicherheit“ ist eine Betonrezeptur auf der Basis eines CEM III/B 42,5 L-LH/SR (Juranit) gewählt worden. Für den Neubau der dritten Röhre (Sanierungstunnel) wird für die Spritzbetonsicherung und die Ortsbetoninnenschale mit einem CEM II/B-M (S-T) 42,5 R (Robusto 4R-S) und Flugasche (Hydrolent) gearbeitet. Für die vorgefertigten Tübbinge wird ein CEM II/A-D 52,5 R (Fortico 5R), ein Silikastaubzement eingesetzt.

4 Schwinden (Rissverhalten) als Dauerhaftigkeitskriterium

Risse im Beton sind neben mangelhafter Verarbeitung und fehlendem frühzeitigem Schutz der oberflächennahen Zonen die massivste Schwächung der Dauerhaftigkeit des Baustoffes Beton. Man muss Risse aufgrund ihrer Grössenordnung zwar unterscheiden, grundsätzlich stellen sie aber immer Schwachstellen dar, die ein Eindringen von Schadstoffen erst möglich werden lassen. Man unterscheidet oft zwischen visuell relevanten Rissweiten, beispielsweise im Sichtbeton (> 0,50 mm immer sichtbar), und solchen, die die Dauerhaftigkeit nachhaltig negativ beeinflussen (abhängig von der Expositionsklasse, aber immer > 0,40 mm). Um Risse erfolgreich zu vermindern oder zu verhindern, ist es wichtig zu beachten, dass die grösste Rissgefahr im sehr frühen Stadium besteht. Dem wirken primär eine gute Verarbeitung inkl. Nachverdichtung und die sofortige Nachbehandlung entgegen.

Als praktisches Beispiel soll hier der „Neubau Limmat“, ein Labor- und Bürogebäude in Zürich, herangezogen werden. In der Nutzungsvereinbarung wurde eine Nutzungsdauer

Resistance to sulphate attack has a physical and a chemical component. In the former category, the previously mentioned impervious concrete matrix is crucial, which is managed by the w/c ratio, the type of cement, a thorough compaction process and a sufficiently long curing or post-treatment period. Chemical resistance is determined by the type of cement and any admixtures used. Portland composite cements should be preferred. Reactive admixtures such as blast-furnace slag, fly ash and silica fume have a positive effect provided they are added in sufficient, finely ground quantities. Furthermore, the w/c ratio must not exceed 0.45 or 0.50 depending on the severity of the attack and the relevant exposure class. NBK4 should be chosen as the curing/post-treatment class, which particularly applies to slow-setting cements (including CEM III/B). Under extreme ambient conditions according to exposure class XA3, additional plastic coatings, ceramic liners or layers of ultra-high-performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) must be applied.

For the Belchen project, a concrete mix design based on a CEM III/B 42.5 L-LH/SR (Juranit) was chosen to ensure tunnel safety. In the construction of the new, third tunnel (rehabilitation tunnel), a CEM II/B-M (S-T) 42.5 R (Robusto 4R-S) cement and fly ash (Hydrolent) are used for the shotcrete lining and the cast-in-place inner shell. Prefabricated lining segments consist of a concrete that contains a CEM II/A-D 52.5 R (Fortico 5R), which is a silica fume cement.



8 Zerstörung des Betongefüges durch Sulfatangriff
Destruction of the concrete matrix by sulphate attack

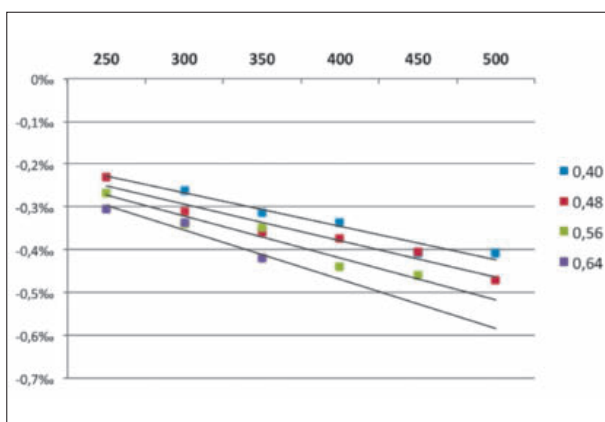
von 50 Jahren festgelegt. Bei einer Gebäudeabmessung von ca. 55 m x 40 m und einer Höhe von 25 m wurden hohe Anforderungen an die Rissbreitenbeschränkung gestellt. Daraus wurde aus den Bemessungen des planenden Ingenieurs ein maximales Schwindmass von $\varepsilon_{cs(91\text{ d})}$: 0,30 ‰ nach 91 Tagen definiert.

Gemessen wird das Schwinden von Beton in der Schweiz nach SIA 262/1, Anhang F. Dabei wird die Längenänderung (aus dem Trocknungsschwinden) bei definierten Umgebungsbedingungen (20 ± 2 °C und relative Luftfeuchtigkeit 70 ± 5 %) und vorgegebenem Zeitraum an Prüfkörpern der Grösse 120 mm x 120 mm x 360 mm gemessen. Wichtig ist hier anzumerken, dass die Genauigkeit oder Streuung der Resultate (über verschiedene Vergleichsprüfungen bestätigt) mit Augenmass beurteilt werden muss. Im Anhang F wird die Genauigkeit der Methode beschrieben.

Beeinflusst wird das Schwinden natürlich primär durch die Zusammensetzung der Betonrezeptur, also Wassergehalt und Bindemitteltyp und -gehalt, aber auch durch die Lagerungs- oder eben Expositionsbedingungen und natürlich durch die Nachbehandlung.

Das Schwinden des Betons kann nun durch verschiedene Massnahmen konkret beeinflusst werden. Der wichtigste Faktor dabei ist der Wasser/Zement-Wert. Mit der Reduktion des w/z-Wertes kann das Schwinden massgeblich reduziert werden. Beispiel: Zementgehalt 350 kg/m^3 :
w/z-Wert 0,56 $\rightarrow \varepsilon_{cs(182\text{ d})}$: 0,40 ‰ vs.
w/z-Wert 0,40 $\rightarrow \varepsilon_{cs(182\text{ d})}$: 0,35 ‰

Mit der Anpassung des Bindemittelgehaltes kann das Schwinden weiter reduziert werden. Natürlich ist das nur im Rahmen der verlangten Verarbeitbarkeit (Bsp. Pumpen) des Betons möglich. Beispiel: w/z-Wert 0,48: Zementgehalt 500 kg/m^3 : $\rightarrow \varepsilon_{cs(182\text{ d})}$: 0,55 ‰ vs. Zementgehalt 250 kg/m^3 : $\rightarrow \varepsilon_{cs(182\text{ d})}$: 0,30 ‰



9 Trocknungsschwindverhalten bei unterschiedlichen w/z-Werten und Zementgehalten nach 91 Tagen ohne Schwindreduktionsmittel

Drying shrinkage behaviour at various w/c ratios and cement contents after 91 days without shrinkage reducer

4 Shrinkage (Cracking Behaviour) as a Durability Criterion

Besides inappropriate casting and poor early-stage protection of near-surface zones, cracks in concrete most severely compromise the durability of the material. Even though cracks should be distinguished according to their size, they always create weak spots that enable the migration of harmful substances in the first place. A common distinction is made between visually relevant crack widths, such as in architectural concrete (cracks are always visible if widths are greater than 0.50 mm), and cracks that have a lasting adverse effect on durability (depending on the exposure class, but always greater than 0.40 mm). To mitigate or prevent cracking successfully, it is important to note that the risk of cracking is the greatest at the very early stage. Primary measures to mitigate this risk involve efficient concrete pouring, including secondary compaction, as well as immediate curing and post-treatment.

In this category, the practical example to demonstrate these measures is the "Neubau Limmat", a new laboratory and office building in Zurich. The agreement entered into with its users specifies a service life of 50 years. Stringent crack control requirements resulted from the building's footprint of about 55 m x 40 m and its height of 25 m. The design prepared by the planning engineer was used to derive a maximum shrinkage rate of $\varepsilon_{cs(91\text{ d})}$: 0.30 ‰ after 91 days.

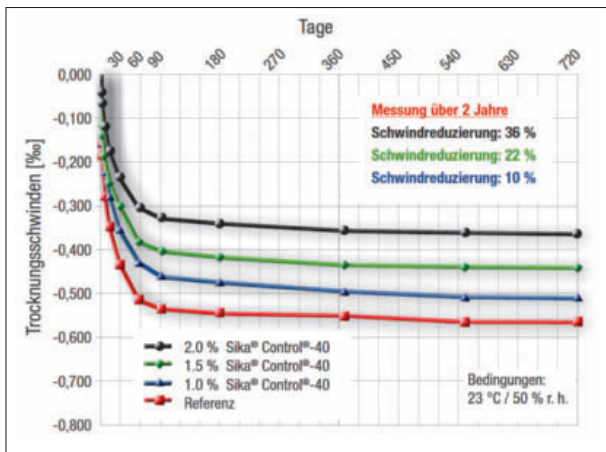
In Switzerland, concrete shrinkage is measured according to the SIA 262/1 standard, Annex F. Test specimens of 120 mm x 120 mm x 360 mm in size are used to measure the change in length (due to drying shrinkage) under defined ambient conditions (20 ± 2 °C and a relative humidity of 70 ± 5 %) and for a given period of time. It should be noted that the accuracy or spread of results (as confirmed by various comparative tests) should be assessed with the proverbial pinch of salt. Annex F describes the accuracy of the method.

Shrinkage is primarily influenced by the composition of the concrete mix, i.e. its water content and binder type and content, as well as by storage (or, in fact, exposure) conditions and the curing or post-treatment process.

Concrete shrinkage can be specifically influenced by various measures. In this respect, the most important factor is its water/cement ratio. Any reduction in the w/c ratio will considerably reduce shrinkage.

Example: cement content 350 kg/m^3 : w/c ratio 0.56 $\rightarrow \varepsilon_{cs(182\text{ d})}$: 0.40 ‰ vs. w/c ratio 0.40 $\rightarrow \varepsilon_{cs(182\text{ d})}$: 0.35 ‰

Adjusting the binder ratio will further reduce the shrinkage rate, which will of course be possible only within the specified workability range (such as defined for pumped concrete). Example: w/c ratio 0.48: cement content 500 kg/m^3 : $\rightarrow \varepsilon_{cs(182\text{ d})}$: 0.55 ‰ vs. cement content 250 kg/m^3 : $\rightarrow \varepsilon_{cs(182\text{ d})}$: 0.30 ‰



10 Schwindverhalten (Endschwinden nach ca. 720 Tagen erreicht) mit unterschiedlicher Dosierung eines Schwindreduktionsmittels

Shrinkage behaviour (end of shrinkage reached after about 720 days) for various added shrinkage reducer quantities

Eine dritte sehr wirksame Massnahme ist der Einsatz sogenannter Schwindreduktionsmittel. Dem Frischbeton wird dabei das entsprechende Betonzusatzmittel in einer Dosierung von üblicherweise 0,50 % bis 2,0 % bei der Betonherstellung zugegeben und so das Trocknungsschwinden reduziert.

Bei Kombination der verschiedenen Massnahmen lassen sich Schwindwerte auch unter $\epsilon_{cs(91 d)}$: 0,30 ‰ erreichen.

Beim „Neubau Limmat“ konnte mit einer geeigneten Betonrezeptur und dem Einsatz eines Schwindreduktionsmittels der geforderte Schwindwert von $\epsilon_{cs(91 d)}$: 0,30 ‰ zielsicher erreicht und damit das Rissverhalten des Neubaus minimiert werden.

Beispielhaft die Betonrezeptur (Tabelle 3).

Betonkomponente/Concrete component	H-14146	H-14145	H-14144
Bindemittel/Binder	323 kg/m ³	323 kg/m ³	323 kg/m ³
Wassergehalt/Water content	w/z-Wert: 0,49	w/z-Wert: 0,49	w/z-Wert: 0,49
Fliessmittel/Plasticiser	1,20 %	1,20 %	1,20 %
Farbzusatzstoff/Pigment additive	7,1 kg/m ³	7,1 kg/m ³	7,1 kg/m ³
Schwindreduktionsmittel Shrinkage reducer	---	1,00 %	2,00 %
Resultat Schwindprüfung nach/ Result of shrinkage test according to SIA 262/1:2013 Anhang F	$\epsilon_{cs(91 d)}$: 0,426 ‰	$\epsilon_{cs(91 d)}$: 0,319 ‰	$\epsilon_{cs(91 d)}$: 0,284 ‰

Tabelle 3 Betonrezepturen für den „Neubau Limmat“ mit dem Einsatz von Schwindreduktionsmitteln zur Erreichung des geforderten Trocknungsschwindens

Table 3 Concrete mix designs for the new Limmat building using shrinkage reducers to achieve the specified drying shrinkage rate

A third, very effective measure is to add a so-called shrinkage reducer. During the concrete production process, this agent is added to the fresh concrete at a usual ratio between 0.50 % and 2.0 % in order to reduce drying shrinkage.

When combining the individual measures, it is possible to reduce shrinkage rates to less than $\epsilon_{cs(91 d)}$: 0.30 ‰.

In the new Limmat building, an appropriate concrete mix design involving the use of a shrinkage reducer consistently achieved the specified shrinkage rate of $\epsilon_{cs(91 d)}$: 0.30 ‰, thus mitigating crack formation in the newly built structure.

The following mix design was used for this project (Table 3).

5 AAR Resistance as a Durability Criterion (Destruction of the Concrete Matrix)

An alkali-aggregate reaction (AAR) is a reaction between constituents of mineral aggregates and the pore solution. Due to their composition, certain aggregate particles are unstable in the alkaline environment present in the concrete, and thus form an expansive gel that damages the concrete. This reaction requires the combined presence of alkali-reactive aggregates, a sufficiently high alkali content and a correspondingly high concrete moisture.

In Switzerland, the AAR issue has attracted increasing attention in the past few years because AAR-induced damage was detected in various concrete structures. Most of this damage occurred within only 20 to 40 years after project completion.

The SIA 2042 Code of Practice on “Measures to Prevent Alkali-Aggregate Reactions (AAR) in Concrete Engineering” stipulates the related requirements in conjunction with the SIA 262 and SN EN 206-1 standards. The following steps are necessary to ensure compliance with these specifications:

5 AAR-Widerstand als Dauerhaftigkeitskriterium (Zerstörung des Betongefüges)

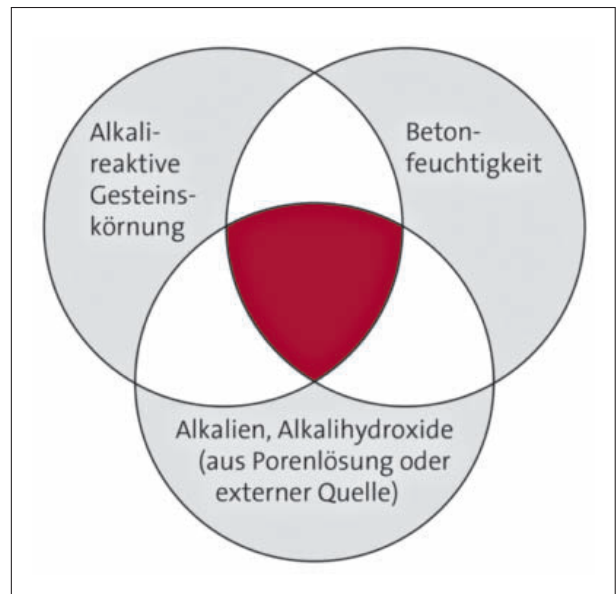
Unter der Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) wird eine Reaktion zwischen Bestandteilen der Gesteinskörnung und der Porenlösung des Betons verstanden. Bestimmte Gesteinskörner sind aufgrund ihrer Zusammensetzung im alkalischen Milieu des Betons instabil und bilden ein quellfähiges, betonschädigendes Gel. Voraussetzung für die Reaktion ist das Zusammentreffen von alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen, einem ausreichenden Alkaligehalt und einer entsprechenden Feuchtigkeit des Betons.

Die AAR hat in der Schweiz in den letzten Jahren einen grösseren Stellenwert bekommen, da vermehrt AAR-bedingte Schäden an unterschiedlichen Betonbauten festgestellt wurden. Diese Schäden traten dabei meistens erst 20 bis 40 Jahre nach der Erstellung des Bauwerkes auf.

Das Merkblatt SIA 2042 „Vorbeugen von Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten“ regelt zusammen mit den Normen SIA 262 und der SN EN 206-1 die Anforderungen. Für die Einhaltung der Bedingungen sind folgende Schritte notwendig:

1. Bewertung der Risikoklasse des Bauwerkes
2. Bewertung der Umgebungsbedingungen
3. Bestimmung der Präventionsklasse
4. Festlegung der Anforderungen an den Beton

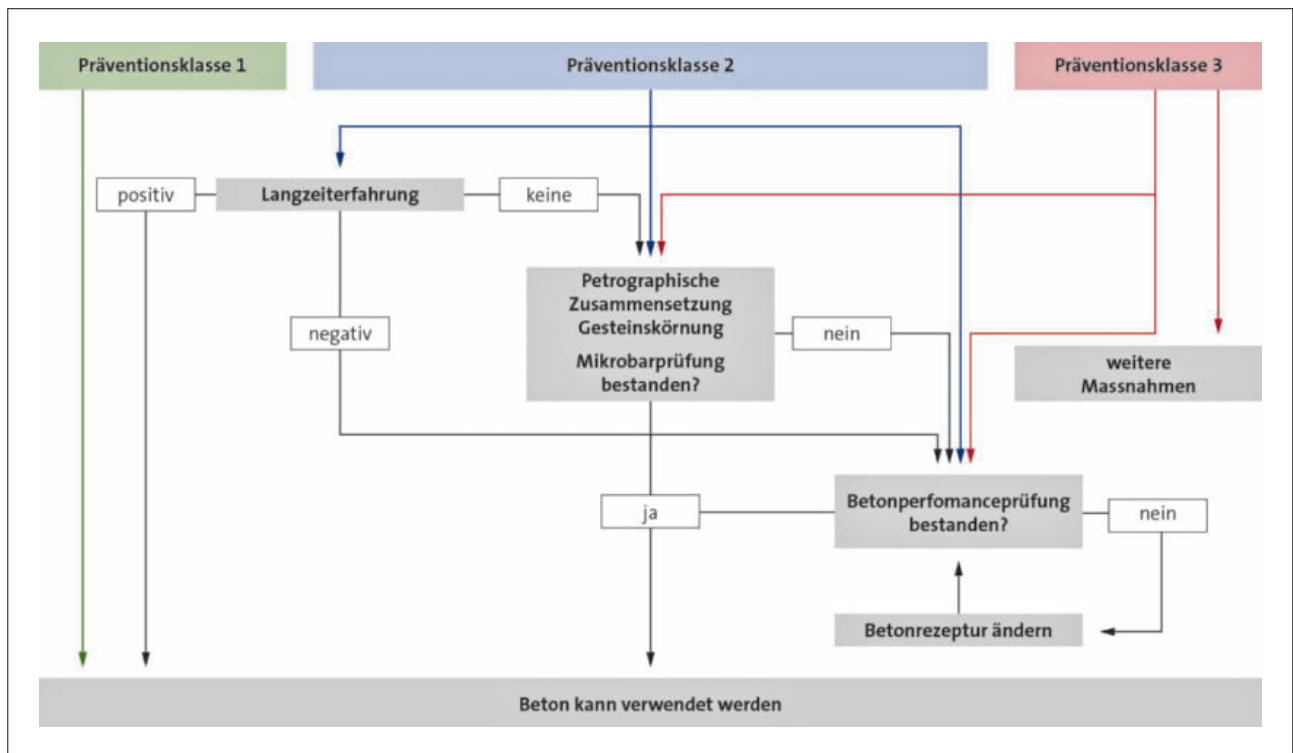
Beim Pumpspeicherwerk Nant de Drance ist das Risiko einer AAR sehr hoch. Grundlagen des Projektes: reaktive Geologie



11 Voraussetzungen für die Alkali-Aggregat-Reaktion
Prerequisites for an alkali-aggregate reaction

1. Assessment of the risk class relevant to the building or structure
2. Assessment of ambient conditions
3. Determination of the prevention class
4. Specification of the requirements for concrete

The Nant de Drance pumped-storage project poses a very high AAR risk due to its characteristics, which include a re-



12 Vorgehen zur Vorbeugung der AAR für die drei Präventionsklassen P1, P2 und P3 nach Merkblatt SIA 2042
AAR prevention measures for the three prevention classes P1, P2 and P3 according to the SIA 2042 Code of Practice

(Chlorit-Serizit-Gneise), massive Bauteile (Staumauer), dauernde Exposition durch Berg- und Seewasser, AAR-Schadenfälle bei Nachbarprojekten. Vorgaben des Bauherrn: 100 Jahre Lebensdauer, Zuschläge nur aus Ausbruchmaterial vor Ort.

Die Alkalireaktivität der natürlichen Gesteinskörnungen wird mit der Mikrobar-Prüfung (Dauer 1 Woche) nachgewiesen. Die AAR-Beständigkeit des Betons muss jedoch anhand eines Quellversuches mit der Beton-Performance-Prüfung (Dauer 5-12 Monate) überprüft werden, wobei unter gewissen Bedingungen die Ergebnisse von vorhandenen Versuchen übertragen werden können.

In der Schweiz kommen die reaktiven Gesteinskörnungen kieselige Kalke, sandige Kalke, Sandsteine, Grauwacken, Gneise, Mylonite, Quarzite und Schiefer in variablen Anteilen in allen Landesteilen vor. Alkalien stammen vorwiegend aus dem Zement und den Zusatzstoffen. Ebenfalls kann über Streusalz, Grund- oder Bergwasser der Alkaligehalt des Betons erhöht werden. Feuchtigkeit ist neben dem Alkaligehalt eine Grundvoraussetzung für den Ablauf der AAR. Wenn ständig eine minimale Betonfeuchte von etwa 70-80 % Luftfeuchtigkeit herrscht oder ein massives Bauteil (> 50-60 cm Dicke) nie vollständig austrocknet, ist die Eigenfeuchtigkeit ausreichend hoch für die Entwicklung einer AAR. Schäden infolge AAR beginnen mit harmlosen Netzrissebildungen, gehen über zu Abplatzungen (Frost eindringung) und enden mit der Zerstörung des Gesamtbetongefüges.

Der Prävention gegen Schäden durch die AAR muss möglichst früh gebührend Rechnung getragen werden, nämlich indem die oben erwähnte systematische Beurteilung sauber vorgenommen wird. Damit können auch rechtzeitig die notwendigen Abklärungen und Prüfungen veranlasst und die genauen Betonrezepturen festgelegt werden. Ein zu dichter Beton (sehr tiefer w/z-Wert) ist im Bezug auf AAR eher kontraproduktiv, u. a. weil er auch weniger schnell austrocknet.

Der Bauunternehmer des PSW Nant de Drance ist neben optimalen und dauerhaften Betonrezepturen für die ver-

active geology (chlorite/sericite/gneiss), solid structural components (impounding dam), a permanent exposure to ground and reservoir water and AAR-induced damage detected in neighbouring projects. The client specified a 100-year service life and the exclusive use of aggregates from material excavated on-site.

Alkali reactivity of natural aggregates is verified by the Mikrobar test, which extends over a period of one week. However, the AAR resistance of concrete must be checked by an expansion test according to the concrete performance test setup with a duration of five to twelve months. Results of previously conducted tests may be applied under certain conditions.

The following reactive minerals occur in all parts of Switzerland in different ratios: varieties of siliceous lime, sandy lime, sandstone, greywacke, gneiss, mylonite, quartzite and schist. Alkaline substances mainly originate from cement and admixtures. Furthermore, the alkali content of concrete can increase due to the impact of de-icing salt, ground or mountain water. Moisture is one of the basic AAR triggers besides the alkali content. Inherent moisture is sufficiently high to trigger an AAR if the minimum concrete moisture level is permanently equivalent to 70 to 80 % relative humidity or if a solid, more than 50 to 60 cm thick structural component is continually prevented from drying completely. AAR-induced damage begins with the formation of harmless hairline cracks, followed by spalling (due to freeze/thaw impact) and the destruction of the complete concrete matrix.

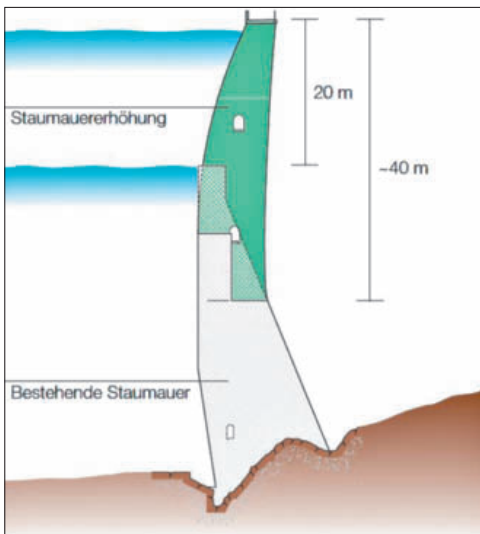
Measures to prevent AAR-induced damage must be implemented as early as possible by thoroughly conducting the above-mentioned systematic assessment, which forms the basis to initiate required verifications and tests in a timely manner and to define the exact mix designs. With respect to an AAR, a concrete that is too impervious (due to its very low w/c ratio) tends to be counter-productive because it dries less quickly, among other reasons.



13 Rissbildung durch AAR
AAR-induced cracking



14 Zerstörung des Betongefüges durch AAR
AAR-induced destruction of the concrete matrix



15 Nant de Drance, Erhöhung der Staumauer Vieux Emosson
Nant de Drance, heightening of the Vieux Emosson impounding dam

schiedenen Bauwerke natürlich auch an einem günstigen Preis für die Materialisierung interessiert. Konkret bedeutet das ein ausgewogenes Verhältnis von Kosten und Nutzen. Gelöst werden konnte dieser Spagat mit einer optimierten CEM I + Flugasche-Betonrezeptur für die Staumauer und einem innovativen Ansatz mit CEM II/B-M (S-T) 42,5R (Robusto 4R-S) und einem flexiblen Anteil an Flugasche (Hydrolent).

6 Schlusswort

Die Ansprüche, welchen der Beton genügen muss, sind im Laufe seiner Geschichte immer höher und herausfordernder geworden, vor allem im Spannungsfeld der Vorgaben der verschiedenen Baupartner. Ein Bauherr ist in erster Linie an der Lebensdauer interessiert, ein Architekt fokussiert auf die Ästhetik, der Ingenieur schöpft das Leistungspotential voll aus, der Bauunternehmer optimiert Verarbeitbarkeit und Preis, und der Produzent darf das Ganze dann in einer innovativen Zusammensetzung kostendeckend bereitstellen. Dieser Spagat ist bis dato immer wieder gelungen.

Die Gründe dafür sind ganz klar: Trotz einfacher Herstellung und Anwendung (praktische Machbarkeit) sind für solche Herausforderungen heute sehr viel Know-how und Expertise bei den Fachleuten (technische Möglichkeiten) vorhanden. Die Bonttechnologie und -technik hat in den letzten Jahren enorme Fortschritte gemacht, und der Baustoff Beton ist ganz schlicht und einfach das weltweit vielseitigste Baumaterial, hauptverantwortlich für die erstaunlichsten Bauwerke dieser Erde.

Literatur/References/Quellen/Credits:

- [1] Holcim Betonpraxis, Juli 2014, Dr. P. Lunk/C. Hoffmann/
E. Ritschard/Dr. J.G. Hammerschlag/K. Wassmann/
Dr. Thomas Schmidt
- [2] Sika Betonhandbuch, Mai 2013, J. Schlumpf/B. Bicher/
O. Schwoon

As a matter of course, the general contractor managing the Nant de Drance pumped storage project is interested not only in optimal, sufficiently durable mix designs for the individual structures but also in keeping material prices at a reasonably low level. In other words, the right balance between costs and benefits must be struck. This balancing act was mastered successfully by using an optimised CEM I + fly ash concrete mix for the impounding dam and an innovative recipe including a CEM II/B-M (S-T) 42.5R (Robusto 4R-S) and a flexible share of fly ash (Hydrolent).

6 Conclusion

In the course of its history, concrete has had to meet ever stricter and more challenging requirements, particularly with a view to the varying specifications defined by the individual parties involved in the construction project. Whereas the client or owner is primarily interested in a long service life, the architect focuses on aesthetics, and the engineer will attempt to unleash the full performance potential. The construction contractor implements measures to optimise workability and price, and the concrete producer should provide the complete mix in an innovative composition whilst ensuring compliance with the allocated budget. To date, this delicate balance has been struck successfully in many major projects.

There is no secret to this success, though: despite the simplicity of production and application (practical feasibility), such challenges currently require a great deal of experience and expertise on the part of specialists (engineering options). In the past few years, concrete technology and engineering have made enormous progress. Simply put, concrete is the most versatile construction material worldwide – and the basis for many of the most astonishing buildings and structures on earth.

Hauptsponsoren • Main Sponsors

THE AMBERG GROUP



Leading providers in underground infrastructure solutions



www.amberg.ch



ARGE TRANSCO - Sedrun



Implenia Bau AG



Frutiger AG



Bilfinger Berger
Ingenieurbau GmbH



Pizzarotti S.p.A.



Der kompetente Partner für die Bahntechnik

transtec  ***gotthard***

ALPIQ

Alcatel-Lucent
THALES

Balfour Beatty
Rail

RENAISSANCE
CONSTRUCTION

Bahntechnik Gotthard-Basistunnel

 **FERROFLEX**
www.ferroflex.ch

**Arma
Spez**

www.armaspez.ch



 **FERROFLEX**

**Arma
Spez**

Wir entwickeln für den Tunnelbau optimale Bewehrungslösungen nach den Vorgaben der Kunden, zeit- und kostensparend.

Das beherrschen wir.

Termingerechte Produktion und Lieferung mit den geeigneten Transportmitteln, per Camion oder per Bahn.

Der Unterschied zwischen Mittelmasse und Perfektion liegt im Detail. Wir wissen das.

*„Einen Vorsprung im Leben hat,
wer da anpackt,
wo andere erst einmal reden.“*

John F. Kennedy

... hier beginnt der Tunnelbau

Schnell ans Ziel ...



Sandvik i-Jumbo – Das intelligente Tunnelbohrgerät

Sandvik Tunnel- u. Felsbohrgeräte werden auf Grund Ihrer bewährten Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit weltweit von Bohr- und Bergbauunternehmen sowohl in Übertage- als auch in Untertageprojekten eingesetzt.

SANDVIK MINING AND CONSTRUCTION CENTRAL EUROPE GMBH
HAFENSTRASSE 280 D-45356 ESSEN DEUTSCHLAND TEL +49 (0) 201-1785-300
www.construction.sandvik.com

AVESCO AG HASENMATTSTRASSE 2 CH-4900 LANGENTHAL SCHWEIZ TEL +41 (0) 848 832 832
www.avesco.ch

AVESCO AG ÖSTERREICH ANZING 33 AT - 4413 ST.MARTIN IM MÜHLKREIS TEL +43 (0) 7232 299 44 90
www.avesco-tec.at





Mein zuverlässiger Partner für einen effizienten Tunnelbau

Starke Lösungen für die Transportbeton-, Fertigteile- und Betonwarenindustrie sowie für den Untertagebau.

BASF Construction Chemicals Europe AG ▪ Geschäftsbereich Admixture Systems Schweiz
Hardmattstrasse 434 ▪ 5082 Kaisten ▪ T +41 62 868 99 33 ▪ F +41 62 868 99 50
www.master-builders-solutions.basf.ch

150 Jahre

BASF
We create chemistry



Ausgezeichnet als «Tunnel Design Firm of the Year»

Basler & Hofmann projiziert und realisiert die anspruchsvollsten Tunnelbauprojekte. 2014 erhielten wir dafür die Auszeichnung als «Tunnel Design Firm of the Year». Gewertet wurden Qualität, Innovation und Lösungen im Sinne des Kunden. Erfolg ist für uns immer Teamleistung. Wir danken unseren Kunden und Partnern für die gute Zusammenarbeit.





- Diesel- und E-Loks, Plattformwagen, Personenwagen, Schutterwagen, Nachmischer usw.
- Schienen und Schwellen, Weichen, Californian-Weichen
- Dumper
- Ventilationslütten, Ventilatoren
- Selbstbohranker, Reibbohranker, SN-Anker usw.
- Mikropfähle
- Mörtel- und Hochdruck-Pumpen
- Einbaubogen, Gitterträger, TH-Profile
- Pipelines

SICHERN IST UNSER BUSINESS

Belloli SA

CH-6537 Grono
(Switzerland)
Tel. +41 91 820 38 88
Fax +41 91 820 38 80
info@belloli.ch
www.belloli.ch

Belloli Italia S.r.l.

Via XXV Aprile 59
IT-22070 Guanzate
(Italy)
Tel. +39 031 9780000
Fax +39 031 3529089
info@belloli-italia.it
www.belloli-italia.it



COLLECTIVE
INTELLIGENCE AS
OUR STRENGTH,
NATURE AS
OUR GUIDE.

www.bg-21.com

BG Consulting Engineers

INGENIOUS SOLUTIONS



**BEI UNS STEHT
DER MENSCH
IM VORDERGRUND**

Intelligente Ingenieurösungen für eine lebenswerte Zukunft.
Dafür setze ich mich persönlich ein, mit Herz, Verstand und Leidenschaft.
www.bs-ing.ch

B+S
INGENIEURE UND PLANER

condotte cossi

GALLERIA DI BASE DEL CENERI

Galleria di base del Ceneri

Lotto 852

società italiana per condotte d'acqua s.p.a.
Fondata il 7 aprile 1880

cossi costruzioni s.p.a.

LGV BAUUNTERNEHMUNG AG
IMPRESA COSTRUZIONI SA

www.condotte.com



Consorzio TAT

Tunnel AlpTransit Ticino – Bodio Lotto 554 / Faido Lotto 452

FOR SALE
Tunnelling-Equipment
info@tat-ti.ch




IMPRESA COSTRUZIONI SA
BAUUNTERNEHMUNG AG
ENTREPRISE DE CONSTRUCTIONS SA

**QUALITÄT, TERMINE
UND UMWELT**





csc@csc-sa.ch
www.csc-sa.ch







KOMPLEXES BAUEN

alltäglich

Brunnen Castione Chur Domdidier Genève Lausanne Lugano Mesocco
Pontresina Poschiavo Rivera Schwyz St. Moritz Winterthur Zuoz Zürich

toscano.ch



Emch+
Berger

Gebäude | Kunstbauten | Strassen | Bahnen | **Untertagbau** | Sicherheit |
Verkehrs-, Raum-, Siedlungsplanung | Ver- und Entsorgung | Energie |
Natur, Umwelt, Wasser | Projektmanagement und Beratung | Bautreuhand |
Immobilienberatung | Generalplanung | Baumanagement | Bauökonomie |
Vermessung | Geoinformatik.

Gesamtlösungen sind unser Plus. | Emch+Berger Gruppe

Schlosslistrasse 19 | PF 8565 | CH-3001 Bern | Tel. +41 31 385 61 11 | info@emchberger.ch



**FISCHER
RISTA AG**

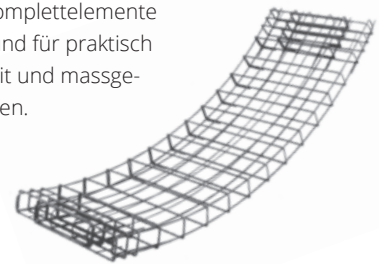
Vorsprung verbindet

Fischer Rista AG – Ihr Partner für intelligente Bewehrungssysteme

Mit **FIRISTA® Bewehrungen** gewinnen Sie wertvolle Zeit, dank der vorgefertigten Komplettlemente sind diese sicher und schnell verlegt. Die ideale Lösung für die Betonvorfabrikation und für praktisch jede Baustelle. Diese Bewehrungslösungen stehen für höchste Qualität, Beständigkeit und massgenaue Ausführung. Unser erfahrenes Ingenieurteam berät Sie gerne bei Ihren Projekten.

Unsere Produkte – FIRISTA® | FIDECA® | FIRIPA®
Mit uns sicher in die Zukunft

Fischer Rista AG Hauptstrasse 90 | CH-5734 Reinach | www.fischer-rista.ch



BAUEN FÜR MORGEN

Jedes Projekt, jeder Berg stellt die Frutiger Gruppe vor neue Herausforderungen. Seit über 80 Jahren im Tunnelbau tätig, sind wir an jedem Projekt kontinuierlich gewachsen. Dank unserem umfassenden Know-how sind wir in der Lage, Untertagprojekte für unsere Kunden kompetent zu realisieren.

frutiger.com

Frutiger



GÄHLER PARTNER
INTEGRIERTE BAUPLANUNG



SCHNELL VERBUNDEN

PLANUNG GOTTHARD-BASISTUNNEL

ERFOLGREICH PLANEN

GÄHLER UND PARTNER AG | SONNENBERGSTRASSE 1 | CH-5408 ENNETBADEN | TEL +41 56 200 95 11 | INFO@GPAG.CH | WWW.GPAG.CH



bui

Brünig
Untertag
Innovation

Gipfeltreffen der Untertagbauer

Fachmesse bui – Brünig Untertag Innovation
im Brünig Park Lungern, Schweiz

Jetzt anmelden als Aussteller
Frühbucherrabatt bis Ende Juni 2015

Donnerstag, 4. Februar 2016
Freitag, 5. Februar 2016

Bestellung der Anmeldeunterlagen
www.bui-expo.ch





**INSPIRIEREND
FÜR HERAUSRAGENDE
LEISTUNGEN.**

**INNOVATIV
FÜR DIE WELT VON MORGEN.**

Tunnelbau – Weitsichtiges und gesamtheitliches Denken,
fundierte Spezialkenntnisse und grosse Erfahrung für Ihren Projekterfolg.

An 34 Standorten – weltweit.
www.gruner.ch

gruner >



Hightech

Herrenknecht Multi-mode TBM
for the rail link Stuttgart–Ulm:
maximum safety in difficult geology
requires flexible technology.

Pioneering Underground Technologies

> www.herrenknecht.com



HILTI

Ihr Kompetenzpartner
im Tunnelbau

Verlässliches Know-how.

Hilti. Mehr Leistung. Mehr Zuverlässigkeit.

Hilti (Schweiz) AG | Soodstrasse 61 | 8134 Adliswil | T 0844 84 84 85 | F 0844 84 84 86 | E info@hilti.ch | www.hilti.ch



Dauerhaft, leistungsstark, nachhaltig: Mit dem Holcim Robusto 4R-S wählen Sie einen hervorragenden Hochleistungszement für den Tiefbau. Damit Infrastrukturbauten auch unter hoher Beanspruchung über viele Jahrzehnte hinweg gute Dienste leisten.

www.holcim.ch

Strength. Performance. Passion.

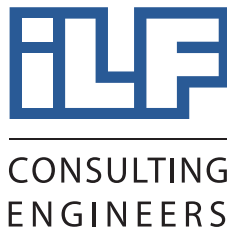




ENGINEERING EXCELLENCE

ILF Beratende Ingenieure AG

Badenerstrasse 816
8048 Zürich, Schweiz
Telefon: 044 435 37 50
Telefax: 044 435 37 51
Email: info.zrh@ilf.com



ILF unterstützt seine Kunden bei der erfolgreichen Realisierung bedeutender Infrastrukturprojekte und bietet gesamthafte Ingenieur- und Beratungsleistungen an.

IHR ZUVERLÄSSIGER PARTNER

Bewährt bei:

- Gotthard- und Ceneri-Basistunnel
- Kraftwerk Linth Limmern
- Pumpspeicherwerk Atdorf
- Belchentunnel 3. Röhre
- Eppenbergtunnel Realisierung
- Studie Geologische Tiefenlager, Nagra
- Nordumfahrung Zürich (BSA)
- Metro Linie 2 Ho Chi Minh City, Vietnam
- N9 Simplon, Sanierung Tunnel u. Galerien
- Moatize Kohle Mine Phase 2, Bauingenieurarbeiten für Energieversorgung

ILF Zürich ist Mitglied der ILF Gruppe mit weltweit mehr als 2.000 Mitarbeitern.



A9 Umfahrung Visp, Tunnel Eyholz

Ingenieurskunst – unsere Leidenschaft

Gesamtlösungen für Energie, Infrastruktur und Umwelt.

Wir sind Spezialisten in den Bereichen Kraftwerk-, Untertag-, Verkehrswegebau, Tief- und Hochbau sowie bei Ausrüstungen von Infrastrukturbauten.

Beratung, Studien, Projektierung, Bau- und Montageleitung, Expertisen und Projektmanagement.



IM Maggia Engineering AG · via Stefano Franscini 5 · CH-6600 Locarno
Tel. +41 91 756 68 11 · info@im-maggia.ch · www.im-maggia.ch

IUB Engineering AG · Belpstrasse 48 · CH-3007 Bern
Tel. +41 31 357 11 11 · info@iub-ag.ch · www.iub-ag.ch

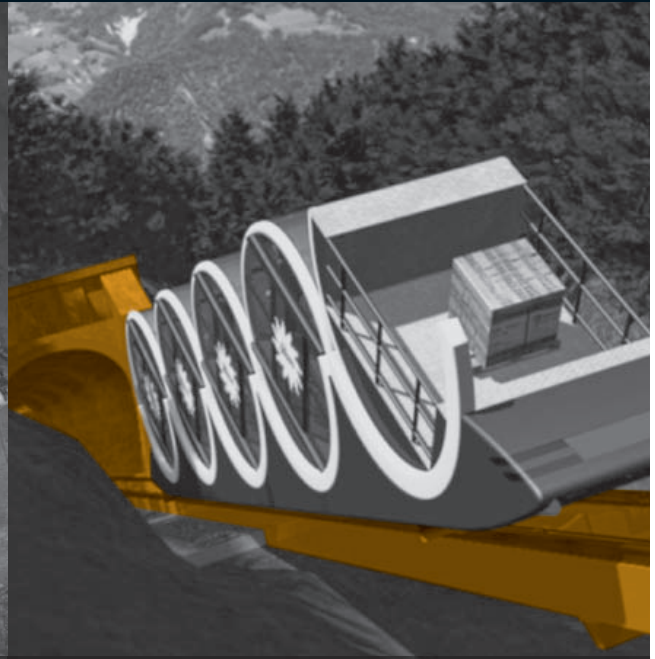


Implenia® Die Weltrekordhalter!



Der längste Tunnel der Welt. – Der Gotthard-Basistunnel hält mit 57 km Länge und 2500 m Überlagerung gleich zwei Weltrekorde.

Implenia denkt und baut fürs Leben. Gern.



Die steilste Standseilbahn der Welt. – Die neue Standseilbahn Schwyz-Stoos setzt mit 110% Steigungswinkel neue Massstäbe.

www.implenia.com



INFRA TUNNEL



H 182, Tunnel de la Poya (FR)



N05, Tunnel de Ligerz (BE)



CEVA, Tunnel de Pinchat (GE)



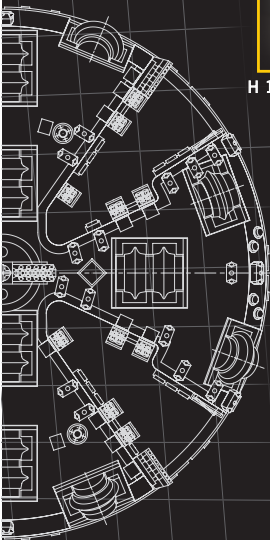
H 10, Tunnel du Bois des Rutelins (NE)



CFF, Tunnels de Sierre Gobet (VS)



A16, Tunnel RC6 (JU)



Infra Tunnel SA - Rue de la Gare 15c - 2074 Marin, Switzerland - www.infratunnel.ch



Lombardi

Lombardi verbindet

Lombardi steht seinen Kunden über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks mit Kompetenz zur Seite. Unsere Dienstleistungen umfassen die Erstellung von Vorstudien über die Planung und Erstellung bis zum Betrieb.



Seit 60 Jahren bauen unsere Kunden auf unsere technische und wirtschaftliche Kompetenz für Verkehrsanlagen unter Tage. Ihre Ansprüche sind unsere Herausforderung.

Lombardi SA Ingegneri Consulenti | Via R. Simen 19, 6648 Minusio

Lombardi AG Beratende Ingenieure | Winkelriedstrasse 37, 6003 Luzern

Lombardi SA Ingénieurs Conseils | Rte de Chantemerle 1, 1763 Granges-Paccot

www.lombardi.ch

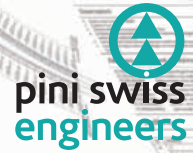
Marti Bauunternehmungen



Marti baut

Marti verfügt in sämtlichen Sparten des Tunnelbaus über qualifizierte und erfahrene Mitarbeiter. Der hochmoderne Maschinenpark beinhaltet u.a. Teilschnittmaschinen, Bohrjumbos und Tunnelbohrmaschinen mit verschiedenen Durchmessern.

Marti Holding AG Bauunternehmungen Seedorfeldstrasse 21 CH-3302 Moosseedorf
Tel. +41 31 388 75 75 Fax +41 31 388 75 01 info@martiag.ch www.martiag.ch



Se ti senti una talpa, questo è il tuo posto di lavoro: vieni a progettare gallerie con noi!

I Nostri Grandi Progetti

- AlpTransit **Galleria ferroviaria di base del Ceneri** (15.4 km)
- BLS AlpTransit **Galleria ferroviaria di base del Lötschberg** (34.6 km)
- AXPO Kraftwerke Linth-Limmern AG **Imp. idroelettrico Linth-Limmern** (1'480 MW)
- FFS **Risanamenti gallerie 4mK** (4m Korridor Basel-Chiasso)
- USTRA **Risanamenti Autostradali** (40.5 km)
- BBT **Galleria ferroviaria di base del Brennero** (55 km)

Pini Swiss Engineers

Lugano — Zurigo — Sion — Coira — Sargans — Milano

www.piniswiss.com

Wir bauen Gewissheit. **Gemeinsam**

für die Gemeinschaft
für das öffentliche Unternehmen
für Privatkunden

Innovation und Fachkompetenz in den Bereichen **Verkehrswegebau** **Industrieller-Hochbau** **Fertigbetonteile**



Impresa Costruzioni SA · Bauunternehmung AG · Entreprise de Construction SA
Geschäftsleitung und Büros

Via C. Molo 21 · CH-6500 Bellinzona · Tel. +41 (0)91 821 10 20 · Fax +41 (0)91 821 10 21 · info@pizzarotti.ch · www.pizzarotti.ch

Das ist PORR!

www.porr-group.com



Ob im Hoch- oder Tiefbau – bei jedem Projekt beweist die PORR kreative Planung und Entwicklung ebenso wie bautechnisch perfekte Ausführung. So schreibt sie seit mehr als 145 Jahren heimische und internationale Baugeschichte. Mit ihrem Auftragsbestand von rund EUR 4,1 Mrd. per Jahresende 2014 ist die PORR auch für die kommenden Jahre bestens aufgestellt. Der Konzern bietet damit erfreuliche Perspektiven – für Mitarbeiter, Kunden und Partner und natürlich auch Aktionäre. **Denn mit ihrer Strategie des intelligenten Wachstums ist die PORR im In- und Ausland nachhaltig erfolgreich.**

Intelligentes Bauen
bringt den Durchbruch

powered
by



Ingenieurdienstleistungen

$$\int \begin{matrix} \text{Qualität} \\ \text{Real Estate} \end{matrix} \frac{\text{Verkehr}^{\text{Umwelt}} + \text{Energie}^{\text{Wasserkraft}}}{\log(\text{Gebäudetechnik}) \cdot \xi + 1} d\xi$$

$$= \sum_{N=\text{Engineering}}^{\text{Consulting}} \underline{\underline{\text{Pöyry} \cdot N^1}} \left\{ \text{Ihre Formel für Erfolg} \right\}$$



Aus Elektrowatt wurde Pöyry – Ein starkes Ingenieurunternehmen mit Tradition, schweizerischer Ingenieurskunst und der Kraft der weltweit tätigen finnischen Pöyry-Gruppe mit 6500 Mitarbeitenden.

 **PÖYRY**
Engineering balanced sustainability™

www.poyry.ch



RENAISSANCE Construction - INFRASTRUKTUR : Untertagebau // Kraftwerksbau // Bahnbau

Schneller, sicherer und wirtschaftlicher bauen



Rowa vereint hohe Kompetenz im Anlagenbau und lang-jährige Erfahrung im Untertagebau.

Intelligente Gesamtlösungen vom Vortrieb bis zur Deponie sind unser Markenzeichen: Sie garantieren eine überdurchschnittliche Betriebssicherheit und eine hohe Wirtschaftlichkeit.

Wir sind weltweit für Sie im Einsatz.

Rowa Tunnelling Logistics AG, Leuholz 15, CH-8855 Wangen SZ
Telefon +41 (0)55 450 20 30, Fax +41 (0)55 450 20 35
rowa@rowa-ag.ch, www.rowa-ag.ch



fischer 
innovative solutions

fischer Injektions-System FIS EM

- Spart Zeit und Geld dank reduzierter Verankerungstiefe
- Höchste Sicherheit dank ETA-Zulassungen
- Lange Verarbeitungszeit erleichtert Serienmontagen
- Anwendbar im gerissenen und ungerissenen Beton



SFS unimarket AG
Befestigungstechnik
Blegi 14
6343 Rotkreuz
T 0848 80 40 30
F 0848 80 40 15
anwendungstechnik@sfsunimarket.biz
www.sfsunimarket.biz

Mit Sicherheit richtig befestigt:
Flexible und zugzonentaugliche Verankerungen
mit fischer FIS EM

SFS unimarket

SIKA BETONZUSATZMITTEL - UNSER REZEPT, DAS TUNNELBAUTEN JUNG ERHÄLT

SIKA BETONZUSATZMITTEL - UNSERE GEHEIMWAFFE GEGEN DAS ALTERN VON TUNNELBAUTEN



www.sika.ch

BUILDING TRUST



Starke Partner Starke Produkte

STEROBIT



Rombold Spritzbeton
und Silotechnik

Für individuelle Anforderungen



Mit Ventiflexlatten
Saubere Luft zu jeder Zeit

Ankertechnik
von Jenmar



Vielseitig und hochwertig

Helmlampen by
Northern Light



Das richtige Licht für Untertage

STEROBIT AG | BAUSTOFFE | GROSSMATTSTRASSE 10 | CH-8964 RUDOLFSTETTEN | TEL 056 648 49 90 | FAX 056 648 49 99 | INFO@STEROBIT.CH



Walo Bertschinger - Ihr Partner für alle Bauwerke.

Tunnel de Pinchat

Walo Bertschinger AG
Untertagbau
Postfach 1155, CH-8021 Zürich
Telefon +41 44 745 23 11
untertagbau@walo.ch - www.walo.ch



